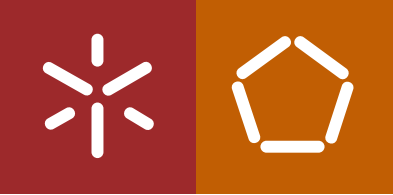


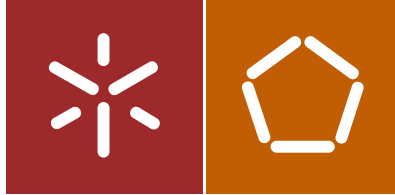


Carlos Miguel Gomes de Sá

**Avaliação do Ciclo de Vida de Diferentes
Soluções Construtivas em Ambientes
Marítimos Agressivos - Aplicação ao Viaduto
do Terminal Petrolífero do Porto de Leixões**

Universidade do Minho
Escola de Engenharia





Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Carlos Miguel Gomes de Sá

Avaliação do Ciclo de Vida de Diferentes
Soluções Construtivas em Ambientes
Marítimos Agressivos - Aplicação ao Viaduto
do Terminal Petrolífero do Porto de Leixões

Dissertação de Mestrado
Ciclo de Estudos Integrados Conducentes ao
Grau de Mestre em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação do
Professor Doutor José Campos e Matos
Professor Doutor Aires Camões

AGRADECIMENTOS

Ao professor José António Campos e Matos e ao professor Aires F. Camões pela disponibilidade, acompanhamento e orientação que sempre foi demonstrada na elaboração deste trabalho.

À Administração dos Porto do Douro, Leixões e Viana do Castelo, SA, em especial ao Engenheiro Joel Silva, pela disponibilização de dados fundamentais para a elaboração deste trabalho assim como a disponibilidade sempre que foi necessário.

Agradeço também ao Engenheiro Hélder Silva pela ajuda dada e esclarecimento de muitas duvidas que surgiram durante este trabalho.

À minha família e amigos pela paciência, ajuda e apoio sem o qual não seria possível chegar a este ponto.

RESUMO

O ambiente marítimo é um dos meios mais agressivos a que as infraestruturas podem estar expostas. Este tipo de exposição afeta de forma severa a durabilidade das mesmas caso não sejam tomadas as devidas precauções para atenuar as consequências decorrentes deste tipo de ambiente.

Na execução de novas estruturas um dos fatores mais importantes para o Projetista e para o Cliente é o fator custo/durabilidade. Neste sentido pretende-se fazer um estudo de duas soluções estruturais bem como, uma análise dos respetivos ciclos de vida, para o viaduto do terminal de petroleiros do porto de Leixões, em Portugal, uma vez que a estrutura atual chegou ao fim do seu ciclo de vida após 50 anos. Será então dimensionada uma solução de vigas pré-fabricadas e pré-esforçadas em betão armado com uma laje em betão armado e uma outra solução em vigas metálicas com uma laje em betão armado. A nova estrutura será projetada seguindo o que está prescrito nos regulamentos atuais, de onde se espera atingir um tempo de vida útil de 100 anos.

É esperado que deste estudo se consiga chegar a uma solução que seja economicamente viável para a substituição do viaduto e onde se consiga atingir o tempo de vida útil esperado de 100 anos com o menor custo possível.

PALAVRAS-CHAVE

Ambiente Marítimo; Viaduto; Ciclo de Vida; Durabilidade; Custo.

ABSTRACT

The maritime environment is one of the most aggressive for infrastructures. This type of exposure affects severely the durability of any infrastructure, if proper preventive measures are not taken into account.

In the construction of new structures one of the most important factors to take into account is the ratio cost / durability. This way, it is intended to make a study of two different structural solutions, as well as an analysis of their life cycles, for the viaduct of the oil tanker terminal of port of Leixões, in Portugal, since the current structure has reached the end of its life cycle after 50 years. It will be then designed a solution of precast and pre-stressed reinforced concrete beams with a reinforced concrete slab, and another solution with steel beams with a reinforced concrete slab. The new structure will be designed according to current regulations, which are developed in a way that such structures should reach a service life of 100 years.

It is expected that this study will be able to provide a solution that is economically viable for the replacement of the viaduct, and where it is possible to reach the expected life time of 100 years with the lowest possible cost.

KEYWORDS

Maritime environment; Viaduct; Life cycle; Durability; Cost.

ÍNDICE

Agradecimentos	iii
Resumo	v
Abstract.....	vii
Índice	ix
Índice de Figuras.....	xiii
Índice de Tabelas	xvii
Lista de Abreviaturas, Siglas e Acrónimos.....	xxi
Capítulo 1. Introdução	25
1.1 Enquadramento do Tema	25
1.2 Objetivos	25
1.3 Organização da dissertação	26
Capítulo 2. Viaduto do Terminal Petrolífero do Porto de Leixões	28
2.1 Descrição da Estrutura e Sistema Estrutural	28
2.1.1 Terminal Marítimo.....	28
2.1.2 Viaduto.....	29
2.2 Inspeções e intervenções realizados na Estrutura	30
2.3 O Ambiente Marítimo	35
2.4 Estudos e Recomendações para a fase de Projeto	37
Capítulo 3. Normas de Projeto e Análise do Custo do Ciclo de Vida.....	42
3.1 Normas de projeto	42
3.1.1 Ações em Tabuleiros de Pontes e Viadutos Rodoviários	42
3.1.2 Estados Limites.....	46
3.1.3 Combinação de ações.....	47
3.2 Análise do Custo do Ciclo de Vida	48
3.2.1 LCCA versus WLC.....	49
3.2.2 Modelo Matemático	50
3.2.3 Dados para o LCCA.....	51
3.2.4 Análise avançada do LCCA.....	52
Capítulo 4. Dimensionamento do Tabuleiro do Viaduto.....	53
4.1 Solução 1: Estrutura em Betão	53
4.1.1 Cenário de Projeto	54

4.1.2	Dimensionamento da Laje do Tabuleiro	54
4.1.2.1	Definição das Cargas segundo o Eurocódigo 1	54
4.1.2.2	Quantificação das ações.....	55
4.1.2.3	Materiais	56
4.1.2.4	Pré-dimensionamento	56
4.1.2.5	Verificação ao Estado Limite Último	61
4.1.2.6	Verificação ao Estado Limite de Utilização	65
4.1.2.7	Disposições construtivas.....	69
4.1.3	Dimensionamento da Viga Pré-Fabricada.....	70
4.1.3.1	Secção Transversal da Viga.....	70
4.1.3.2	Quantificação das ações.....	71
4.1.3.3	Materiais	72
4.1.3.4	Pré-Esforço	73
4.1.3.5	Verificação aos Estado Limite Último	76
4.1.3.6	Verificação ao Estado Limite de Utilização	81
4.1.3.7	Armaduras no banzo superior.....	83
4.1.4	Estudo da Secção Total	84
4.1.4.1	Armaduras de Ligação Laje - Viga.....	84
4.1.4.2	Redistribuição de esforços e tensões devido à fluência.....	86
4.2	Solução 2: Estrutura Mista	89
4.2.1	Dimensionamento da laje do tabuleiro.....	90
4.2.2	Dimensionamento da Viga em Aço	90
4.2.2.1	Quantificação de Ações	90
4.2.2.2	Pré-dimensionamento da Viga.....	91
4.2.2.3	Verificação ao esforço transverso.....	92
4.2.2.4	Verificação ao Estado Limite de Utilização	93
4.2.2.5	Resistência à Encurvadura Lateral	93
4.2.2.6	Ligação entre Vigas	95
4.2.3	Estudo da Secção Total (Ligação Viga – Laje).....	96
Capítulo 5.	Análise do custo do Ciclo de Vida do Viaduto	99
5.1	Solução 1: Estrutura em Betão	100
5.1.1	Custo de Construção.....	100
5.1.2	Custos Operacionais	101
5.1.3	Custo de Fim de Vida do Viaduto	104

5.1.4	Custo do ciclo de vida.....	105
5.1.4.1	Análise de sensibilidade.....	106
5.2	Solução 2: Estrutura Mista.....	106
5.2.1	Custo de Construção.....	106
5.2.2	Custos Operacionais.....	107
5.2.3	Custo de Fim de Vida do Viaduto.....	109
5.2.4	Custo do Ciclo de Vida.....	110
5.2.4.1	Análise de sensibilidade.....	111
5.3	Variação da Taxa de Desconto.....	111
Capítulo 6.	Considerações Finais.....	113
6.1	Conclusões.....	113
6.2	Desenvolvimentos Futuros.....	114
	Referências Bibliográficas.....	115
	Anexo I – Mapas de Quantidades da Estrutura em Betão.....	117
	Anexo II – Mapa de Quantidades da Estrutura Mista.....	119

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Vista aérea do Viaduto e do Terminal.....	28
Figura 2.2: Corte transversal do Viaduto e Terminal	28
Figura 2.3: Caixaão intermedio	29
Figura 2.4: Vista das vigas longitudinais, transversais, tubulão e ligação monolítica ...	29
Figura 2.5: Vista inferior do Viaduto.....	30
Figura 2.6: Vista superior do Viaduto	30
Figura 2.7: Fissuras longitudinais no banzo inferior da viga.....	32
Figura 2.8: Fissuras longitudinais no banzo inferior da viga.....	32
Figura 2.9: Fissuras longitudinais na alma da viga associadas aos cabos de pré-esforço	32
Figura 2.10: Fissuras longitudinais na alma da viga associadas aos cabos de pré-esforço	32
Figura 2.11: Perda de secção associada à corrosão das armaduras	32
Figura 2.12: Perda de secção associada à corrosão das armaduras	32
Figura 2.13: Destacamento do betão associado à corrosão das armaduras	33
Figura 2.14: Impermeabilização das juntas entre tramos do viaduto	33
Figura 2.15: Ruína de viga.....	33
Figura 2.16: Ruína da viga.....	33
Figura 2.17: Classe de exposição: obras marítimas	36
Figura 3.1: Largura w para diferentes configurações de tabuleiros de pontes	44
Figura 3.2: Veículo tipo (TS).....	45
Figura 3.3: Aplicação do LM1 (EC1, 2003).....	46
Figura 3.4: Diferenças entre LCC e WLC	50
Figura 3.5: Vida útil e custos relativos (Gervásio, 2010)	51
Figura 4.1: Perfil Transversal	53
Figura 4.2: Perfil transversal (Zona de alargamento)	53
Figura 4.3: Divisão do tabuleiro segundo o Eurocódigo 1	55
Figura 4.4: Divisão do tabuleiro segundo o Eurocódigo 1 (Zona de alargamento).....	55
Figura 4.5: Vãos.....	56
Figura 4.6: Cargas Permanentes combinação 1 e 2	57
Figura 4.7: Sobrecargas combinação 1	58

Figura 4.8: Sobrecargas combinação 2	58
Figura 4.9: Diagrama de Momentos Fletores combinação 1	58
Figura 4.10: Diagrama de Esforços Transversos combinação 1	58
Figura 4.11: Diagrama de Momentos Fletores combinação 2	59
Figura 4.12: Diagrama de Esforços Transversos combinação 2	59
Figura 4.13: Sobrecarga VT para a combinação 3	59
Figura 4.14: Diagrama de Momentos para combinação 3	60
Figura 4.15: Diagrama de esforços transversos para a combinação 3	60
Figura 4.16: Esquema de calculo do b_m	62
Figura 4.17: Esquema das cargas concentradas para as combinações 1 e 2	63
Figura 4.18: Armaduras de bordo livre	70
Figura 4.19: Secção Transversal da Viga.....	70
Figura 4.20: Cargas permanentes	71
Figura 4.21: Sobrecarga TS.....	72
Figura 4.22: Sobrecarga UDL	72
Figura 4.23: Traçado do cabo de pré-esforço e fuso limite.....	76
Figura 4.24: Secção a meio vão	77
Figura 4.25: Relação tensão - extensão para o betão	77
Figura 4.26: Relação tensão - extensão para o aço das armaduras passivas	77
Figura 4.27: Relação tensão - extensão para o cabo de pré-esforço	78
Figura 4.28: Representação esquemática das armaduras na secção a meio vão	84
Figura 4.29: Corte na interface entre os betões	84
Figura 4.30: Armaduras necessaria e adotada	86
Figura 4.31: Esforços atuantes e resistentes	86
Figura 4.32: diagrama de tensões devido ao peso próprio e pré-esforço	88
Figura 4.33: Diagrama de tensões para a combinação característica	88
Figura 4.34: Diagrama de tensões para a combinação frequente	89
Figura 4.35: Diagrama de tensões para a combinação quase-permanente	89
Figura 4.36: Perfil transversal (estrutura mista).....	90
Figura 4.37: Perfil transversal (Estrutura mista - zona de alargamento).....	90
Figura 4.38: Cargas permanentes	91
Figura 4.39: Sobrecarga UDL	91
Figura 4.40: Sobrecarga TS.....	91
Figura 4.41: Diagrama da envolvente de momentos para ULS	91

Figura 4.42: Cálculo da flecha de viga simplesmente apoiada (cargas concentradas) ...	93
Figura 4.43: Cálculo da flecha de viga simplesmente apoiada (Carga distribuída)	93
Figura 4.44: Encurvadura lateral no banzo comprimido numa viga mista	94
Figura 4.45: Esquema da ligação	96
Figura 4.46: Chapa de topo	96
Figura 4.47: conector tipo "perno"	97
Figura 4.48: Conectores ao longo do alinhamento	98
Figura 5.1: Custos operacionais acumulados para o ciclo de vida do viaduto	104
Figura 5.2: Custo acumulado por ano do ciclo de vida do viaduto	106
Figura 5.3: Análise de sensibilidade	106
Figura 5.4: Custos operacionais acumulados para o ciclo de vida do viaduto	109
Figura 5.5: Custo acumulado por ano do ciclo de vida do viaduto	111
Figura 5.6: Análise de sensibilidade	111
Figura 6.1: Análise do custo de ciclo de vida para as duas soluções	113

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1: Grau das Avarias.....	34
Tabela 2.2: Número de patologias de grua 3 e 4 em 2005 e 2014.....	35
Tabela 2.3: Corrosão induzida por cloretos da água do mar (Cachim)	37
Tabela 2.4: Abordagem prescritiva (Pereira, 2016).....	39
Tabela 2.5: Recobrimentos para o CEM I e CEM I + CV (Pereira, 2016).....	40
Tabela 2.6: Recobrimentos para CEM I + SF e CEM III/B (Pereira, 2016)	40
Tabela 2.7: Recobrimentos para o CEM I e CEM I + CV (Pereira, 2016).....	41
Tabela 2.8: Recobrimentos para o CEM I + SF e CEM III/B	41
Tabela 3.1: Número e largura das vias de tráfego (EC1, 2003).....	44
Tabela 3.2: Valores característicos do LM1	45
Tabela 3.3: Categorias de custos de acordo com a Norma ISO 16586-5 (Gervásio, 2010)	50
Tabela 4.1: Modelo de Carregamento 1 (LM1).....	55
Tabela 4.2: Cargas Permanentes	56
Tabela 4.3: Propriedades dos Materiais utilizados no tabuleiro	56
Tabela 4.4: Pré-dimensionamento à deformação e valor indicativo.....	57
Tabela 4.5: Pré-dimensionamento á flexão.....	60
Tabela 4.6: Pré-dimensionamento ao esforço transversal	61
Tabela 4.7: Largura de distribuição de cargas concentradas em Lajes.....	62
Tabela 4.8: Valor dos momentos atuantes reduzidos e esforço transversal reduzido.....	63
Tabela 4.9: Armaduras de flexão	64
Tabela 4.10: Capacidade resistente sem armadura de esforço transversal	64
Tabela 4.11: Capacidade resistente limite ao esforço transversal	65
Tabela 4.12: Armadura mínima e espaçamentos máximos	65
Tabela 4.13: Momentos Máximos Positivos para Combinações SLS	66
Tabela 4.14: Limite de tensões no betão e no aço	68
Tabela 4.15: Armadura principal e de distribuição.....	70
Tabela 4.16: Propriedades da secção transversal.....	71
Tabela 4.17: Ação da laje sobre as vigas	71
Tabela 4.18: Reações nos Apoios (transversalmente)	72
Tabela 4.19: Propriedades dos materiais da viga.....	73

Tabela 4.20: Dimensionamento do pré-esforço	74
Tabela 4.21: Número de cordões no cabo de pré-esforço	75
Tabela 4.22: Posição do eixo neutro	79
Tabela 4.23: Verificação das condições iniciais	79
Tabela 4.24: Área de armadura mínima, adotada e máxima	80
Tabela 4.25: Esforço transversal atuante	80
Tabela 4.26: Esforço transversal resistente	80
Tabela 4.27: Resistência máxima de compressão nas bielas	81
Tabela 4.28: Esforço transversal máximo no apoio	81
Tabela 4.29: Momentos máximos positivos para as combinações SLS	82
Tabela 4.30: Limitação de tensões no betão, aço e pré-esforço	83
Tabela 4.31: Tensão tangencial na junta	85
Tabela 4.32: Armadura necessária em cada secção	85
Tabela 4.33: Armadura adotada para cada banda	85
Tabela 4.34: Características da secção da Viga	87
Tabela 4.35: Características da secção composta	87
Tabela 4.36: Propriedades do perfil IPE 600	92
Tabela 4.37: Momento crítico e Momento resistente à flexão com encurvadura lateral	95
Tabela 4.38: Propriedades dos conectores	97
Tabela 4.39: distribuição dos conectores	97
Tabela 5.1: Mapa de Quantidades	101
Tabela 5.2: Custos unitários	101
Tabela 5.3: Estimativa da vida útil dos vários componentes e intervalo e custo das intervenções	102
Tabela 5.4: Calendário das atividades de reparação / reabilitação do viaduto	103
Tabela 5.5: Custos de transporte do material da demolição	105
Tabela 5.6: Custo de colocação em aterro	105
Tabela 5.7: Lucro da venda do aço	105
Tabela 5.8: Mapa de Quantidades	107
Tabela 5.9: Custos unitários	107
Tabela 5.10: Estimativa da vida útil dos vários componentes e intervalo e custo das intervenções	108
Tabela 5.11: Calendário de reparação / reabilitação do viaduto	108
Tabela 5.12: Custo de transporte do material da demolição	110

Tabela 5.13: Custo de colocação em aterro	110
Tabela 5.14: Lucro da venda do aço e ferro	110
Tabela 5.15: Variação na taxa de desconto.....	112

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E ACRÓNIMOS

A_c	Área da secção transversal de betão
A_p	Área da secção de uma armadura de pré-esforço
A_s	Área da secção de uma armadura para betão armado
$A_{s, \min}$	Área da secção mínima de armaduras
A_{sw}	Área da secção de armaduras de esforço transverso
A_v	Área resistente ao esforço transverso
b	Largura total de uma secção transversal
b_w	Menor largura da secção transversal na área tracionada
d	Altura útil de uma secção transversal
e	Excentricidade
$E_{c, \text{eff}}$	Módulo de elasticidade efetivo do betão
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do betão
E_p	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura de pré-esforço
E_s	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
$f_{p0,1k}$	Valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% à tração do aço das armaduras de pré-esforço
f_{pd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do aço das armaduras de pré-esforço
f_{pk}	Valor característico da tensão de rotura do aço das armaduras de pré-esforço
f_y	Tensão de cedência
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado

G_i	Valor característico de uma ação permanente
GPa	Giga Pascais
h_w	Altura da alma
I	Momento de inercia da secção
kN	Quilo Newton
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
m	Metros
$M_{b, Rd}$	Momento resistente à encurvadura lateral
M_{cr}	Momento de fendilhação
M_{Ed}	Valor de cálculo do momento fletor atuante
mm	Milímetros
MPa	Mega Pascias
M_{Rd}	Momento resistente
$M_{Rd, el}$	Momento resistente elástico
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço normal atuante
pp	Peso Próprio
Q_i	Valor característico de uma ação variável
r	raio de concordância
t_f	Espessura do banzo
TS	Veículo Tipo
t_w	Espessura da alma
UDL	Carga Uniformemente Distribuída
UK	Reino Unido
EUA	Estados Unidos da América
V_{Ed}	Valor de cálculo do esforço transversal
$V_{Rd, pl}$	Esforço Transverso resistente plástico
$V_{Rd, s}$	Valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal na tensão de cedência
$V_{Rd, c}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal
$V_{Rd, max}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas
w	Largura da Área Carregada

w_{el}	Módulo de flexão elástico de uma secção transversal
α_{cw}	Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido
γ_g	Coeficiente de Segurança para Cargas Permanentes
γ_M	Coeficiente parcial de segurança
γ_q	Coeficiente de Segurança para Cargas Variáveis
ε_c	Extensão no betão à compressão
ε_p	Extensão no aço de pré-esforço à tração
ε_s	Extensão no aço à tração
η	Coeficiente para calcular a área de corte
μ	Momento reduzido económico
v_1	Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
ρ	Taxa de armaduras de tração necessária a meio vão para equilibrar o momento devido às ações de cálculo
ρ'	Taxa de armaduras de compressão necessária a meio vão para equilibrar o momento devido às ações de cálculo
ρ_0	Taxa de armaduras de referência
ρ_l	Taxa de armaduras longitudinais
σ_c	Tensão de compressão do betão
σ_{cp}	Tensão de compressão no betão devida a um esforço normal ou ao pré-esforço
σ_s	Tensão de tração no aço a meio vão para as ações de cálculo no estado limite de utilização
Ψ	Coeficiente que quantifica as ações consoante a combinação e o estado limite

Capítulo 1. INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento do Tema

O ambiente marítimo é um dos meios de exposição ambiental natural mais agressivos que existem no planeta para as estruturas de betão armado. Caso não sejam tomadas as devidas medidas de proteção a este ambiente muito agressivo a durabilidade dos materiais e estruturas pode ficar comprometida. Os materiais de construção degradam-se quando expostos a este ambiente, provocando danos de diversa natureza nas estruturas. Este aspeto tem sido verificado em muitas estruturas e construções que apresentaram deterioração precoce nos últimos anos (Serra, 2012).

Para tal, as novas estruturas devem ser dimensionadas, construídas e mantidas de maneira a ter um desempenho adequado durante a construção, vida útil e desmantelamento (Pereira, 2016).

O Viaduto do Terminal Petrolífero do Porto de Leixões encontra-se exposto às águas agressivas do Atlântico, e atualmente encontra-se num estado de degradação muito avançado, o que seria esperado uma vez que esta estrutura foi projetada para uma vida útil de 50 anos. Tendo sido construído em 1967 já atingiu os 50 anos de vida. Este tempo de vida poderia ter sido prolongado com manutenções e reparações periódicas, o que pelos registos existentes tal não aconteceu. Apenas no ano de 1993 existiu uma reabilitação da estrutura, o que para a exposição ambiental que se encontra se verificou que não era o suficiente para prolongar o seu tempo de vida.

Assim sendo, torna-se importante a elaboração de um novo projeto para o Viaduto do Terminal Petrolífero do Porto de Leixões, que segundo os regulamentos atuais deve ser projetado para um tempo de vida útil de 100 anos.

1.2 Objetivos

O principal objetivo desta dissertação é a elaboração de um projeto para o Viaduto do Terminal Petrolífero do Porto de Leixões e da análise do custo de ciclo de vida desse mesmo projeto, desde os custos de construção, custos de operação, onde estão incluídos os custos de inspeções periódicas, trabalhos de manutenção e de reabilitação, e os custos de fim de vida onde se encontram os custos relacionados com o desmantelamento do

Viaduto, de transporte dos resíduos resultantes do desmantelamento e com a venda do material para reciclagem.

Devido as diferentes soluções construtivas que existem, e numa tentativa de avaliar as suas diferenças no custo do ciclo de vida de uma estrutura, serão elaborados dois projetos distintos com materiais diferentes, uma estrutura com uma laje em betão armado com vigas pré-fabricadas e pré-esforçadas, e a segunda solução uma estrutura mista, com uma laje em betão armado e vigas em aço. Para ambas as soluções será ainda elaborado um plano de manutenção / reparação ou reabilitação com o objetivo de ser cumprido o tempo de vida projetado para a estrutura.

1.3 Organização da dissertação

Esta dissertação está dividida em 6 capítulos, sendo que o primeiro é constituído pela presente introdução.

O Capítulo 2, intitulado de Viaduto do Terminal Petrolífero do Porto de Leixões, apresenta uma descrição do caso de estudo selecionado, das principais inspeções e reabilitações de que este foi alvo e, onde estão indicadas as principais patologias presentes e a gravidade das mesmas. Numa segunda parte é referido o ambiente em que esta estrutura se insere e é também apresentado um estudo que foi realizado sobre esta mesma estrutura para avaliar as condições gerais dos materiais e as suas propriedades, bem como vários cenários de projeto para uma nova estrutura.

O Capítulo 3, Normas de Projeto e Análise do Custo do Ciclo de Vida, apresenta as normas e códigos considerados na fase de projeto assim como as principais ações, combinações e estados limites a considerar no dimensionamento do Viaduto. A segunda parte deste capítulo refere-se à análise do custo de ciclo de vida, descrevendo-o e apresentando o método de cálculo utilizado.

No Capítulo 4, com o título Dimensionamento do Tabuleiro do Viaduto, inclui o dimensionamento dos componentes do tabuleiro, a laje e as vigas. Este capítulo encontra-se dividido em dois subcapítulos importantes, correspondendo a cada um o dimensionamento de cada uma das soluções consideradas.

No Capítulo 5, Análise do Custo do Ciclo de Vida do Viaduto, é feita a análise dos custos de ciclo de vida das duas soluções dimensionadas no Capítulo 4.

O Capítulo 6, Considerações Finais, apresenta-se as principais conclusões retiradas deste estudo, bem com algumas possibilidades para desenvolvimentos futuros.

Esta dissertação é ainda composta por dois Anexos, onde são apresentados os Mapas de Quantidades e Custos Unitários para as duas soluções dimensionadas.

alinhamentos, surgindo um terceiro alinhamento nas zonas de alargamento do viaduto (APDL, 2005).

Sobre os elementos verticais estão assentes vigas longitudinais, num total de 71 vigas, e vigas transversais, num total de 31 vigas, formando uma grelha continua. Todas as vigas têm a mesma secção, do tipo I com a altura de 1.10 m e com largura da base de 0.50 m, e todas são pré-esforçadas. As vigas transversais prolongam-se para além do suporte vertical para os dois lados, sendo que do lado Nascente as consolas têm secção variável com um comprimento entre 4.0 m e 5.0 m, e do lado Poente as consolas têm a secção constante e com o comprimento a variar entre 1.20 m a 2.50 m. Nos nós da grelha formada pelas vigas, foi estabelecida uma ligação monolítica com os elementos de apoio vertical, neste caso os tubulões, como pode ser observado na Figura 2.4 (APDL, 2005).



Figura 2.3: Caixa intermedio



Figura 2.4: Vista das vigas longitudinais, transversais, tubulão e ligação monolítica

2.1.2 Viaduto

Sobre o Terminal Marítimo foi construído um Viaduto, como pode ser observado nas Figuras 2.5 e 2.6, sendo que este é constituído por 33 tramos isostáticos de 10.0 m de vão, com um tabuleiro em laje vigada, em que cada tramo é composto por vigas pré-fabricadas e pré-esforçadas, com secção do tipo I e com uma altura de 1.02 m e de largura da base de 0.40 m (APDL, 2005).

As vigas do Viaduto estão apoiadas nas vigas transversais do Terminal por intermedio de aparelhos de neoprene, com as seguintes dimensões em planta de 150 x 100 mm² e com 20 mm de espessura (APDL, 2005).

Cada tramo do Viaduto é composto por 3 vigas, que são ligadas por uma laje de betão armado com 4.50 m de largura e com 0.12 m de espessura, exceto nas duas zonas de

alargamento junto aos postos B e C, em que os tramos são compostos por 5 vigas, em que a laje passa a uma largura total de 7.70 m e a sua espessura mantém-se (APDL, 2005).



Figura 2.5: Vista inferior do Viaduto



Figura 2.6: Vista superior do Viaduto

Como referido anteriormente todas as vigas são pré-esforçadas, e após uma análise do projeto inicial pode-se concluir que as vigas longitudinais do Terminal foram utilizadas como “ponte” para o avanço de uma grua, que foi utilizada para a montagem do Terminal e do Viaduto. Disso resultou a necessidade de aplicar um pré-esforço muito elevado que apenas foi “solicitado” num período muito curto da vida das vigas (APDL, 2005). Isto permite concluir que a resistência que é requerida às vigas longitudinais do Terminal é muito diminuta em relação ao que já foi solicitada. Pelos cálculos do projeto inicial pode-se verificar isso mesmo, uma vez que o momento máximo devido ao peso próprio mais a grua seria aproximadamente o valor de $10.625 + 87.456 = 98.081 \text{ Kg.m}$, respetivamente, uma vez que atualmente as vigas apenas estão sujeitas ao peso próprio, temos uma relação de $10.625/98.081 = 10\%$ (APDL, 2014).

2.2 Inspeções e intervenções realizados na Estrutura

O Viaduto do Terminal Petrolífero de Leixões durante o seu tempo de vida útil, de 50 anos, foi alvo de várias inspeções, as principais ocorreram nos anos de 1993, de 2005 e 2014 respetivamente, sendo que uma dessas inspeções, a de 1993, levou a uma intervenção de reabilitação da estrutura (APDL, 2014).

No ano de 2005 foi realizada uma inspeção geral e respetivo projeto de reabilitação, mas as intervenções que estavam previstas no projeto nunca chegaram a ser executadas (APDL, 2014).

Durante a realização destas inspeções foi feito um levantamento, com base em observações visuais e registos fotográficos, do estado da estrutura tendo sido identificadas as principais avarias (APDL, 2014):

- Arenização das superfícies de betão expostas;
- Corrosão de armaduras, bainhas e cabos de pré-esforço, acompanhada de perda de secção em alguns casos total;
- Avarias generalizadas nas vigas, constituídas por fissuras longitudinais tanto na alma como no banzo inferior das vigas;
- Avaria caracterizada por fissuração longitudinal associada ao traçado dos cabos de pré-esforço;
- Destacamentos de betão associados à corrosão das armaduras;
- Ruína da viga direita do viaduto – lado sudoeste;
- Aparelhos de apoio em estado deficiente;
- Inexistência das impermeabilizações nas juntas entre tramos do viaduto, com escorrimento das águas para a zona das cabeças de amarração e aparelhos de apoio;
- Corrosão dos elementos de fixação das peças metálicas aos betões, com fissura e início de destaque em grande parte dos casos encontrados. Neste item englobam-se os elementos metálicos que constituem as colunas de iluminação do viaduto, guarda-corpos do mesmo e outras estruturas metálicas abundantes para apoios variados de condutas e outros equipamentos existentes no terminal.

Nas figuras que se seguem, da Figura 2.7 até à Figura 2.16, pode-se observar e identificar algumas das avarias na estrutura acima enumeradas.



Figura 2.7. Fissuras longitudinais no banzo inferior da viga



Figura 2.8. Fissuras longitudinais no banzo inferior da viga



Figura 2.9: Fissuras longitudinais na alma da viga associadas aos cabos de pré-esforço



Figura 2.10: Fissuras longitudinais na alma da viga associadas aos cabos de pré-esforço



Figura 2.11: Perda de secção associada à corrosão das armaduras



Figura 2.12: Perda de secção associada à corrosão das armaduras



Figura 2.13: Destacamento do betão associado à corrosão das armaduras



Figura 2.14: Impermeabilização das juntas entre tramos do viaduto



Figura 2.15: Ruína de viga



Figura 2.16: Ruína da viga

Durante a realização destas inspeções foram também identificados vários elementos da estrutura que se encontravam em razoável ou bom estado, sendo que estes elementos devem e podem ser reaproveitados. Dentro desses elementos da estrutura que se encontram em razoável ou bom estado de conservação, salientam-se os seguintes (APDL, 2014):

- Elementos de apoio da estrutura, como os tubulões e os caixões intermédios, que se encontram em bom estado estrutural, o que indica uma boa capacidade da fundação do “bed-rock” e boa execução dos mesmos;
- Encontros, apesar da corrosão presente no aço das estacas prancha na zona das marés e ondulação. Este processo parece estabilizado ou em fase de evolução muito lenta;
- Cabeças de ligação das vigas aos tubulões;

- Vigas transversais do terminal;
- Laje do tabuleiro do viaduto.

Na elaboração do último relatório de inspeção, datado de 2014, a metodologia utilizada para classificar as avarias presentes na infraestrutura foi muito semelhante à que foi utilizada nos relatórios anteriores, para que de tal forma fosse mais simples avaliar a progressão das avarias presentes de 2005 para 2014 uma vez que inicialmente estas não foram tratadas, pelo que estas se mantiveram ou se agravaram com o passar dos anos (APDL, 2014).

Assim sendo, a gravidade das avarias presentes segue a classificação presente na Tabela 2.1.

Tabela 2.1: Grau das Avarias

Identificação	Grau das Avarias
1	Visível mas de pequena importância. Fissura de 1 a 2 mm. Sem destaque do betão
2	Alguma importância. Francamente visíveis de 3 a 5 mm. Destaque do betão sem queda.
3	Avaria muito importante. Fissuras muito abertas e com continuidade nas duas faces. Destaque do betão com algumas quedas. Corrosão dos aços visível
4	Semelhante a 3 mas para os cabos de pré-esforço

Pelo facto de não terem sido realizadas mais intervenções de reabilitação na estrutura desde o ano de 1993 foi possível realizar uma comparação da evolução no estado da mesma de 2005 para 2014. Dessa comparação foi possível chegar às seguintes conclusões (APDL, 2014):

- As avarias mais graves, as de grau 3 e grau 4, localizam-se na sua maioria nas vigas do lado batido pelo mar;
- Em 2005 as avarias de grau 4 encontravam-se predominantemente nas vigas longitudinais do terminal, em 2014 já existiam também avarias de grau 4 nas vigas do viaduto, predominantemente também do lado batido pelo mar;
- As vigas transversais tiveram um aumento das patologias de grau 1 e grau 2, mas ainda não apresentavam avarias de grau 3 e 4;
- A Tabela 2.2 apresenta a evolução no número de patologias de grau 3 e grau 4 entre 2005 e 2014:

Tabela 2.2: Número de patologias de grua 3 e 4 em 2005 e 2014

		2005	2014
Patologias Grau 3	Terminal	7	24
	Viaduto	2	6
Patologias Grau 4	Terminal	14	17
	Viaduto	1	12

- Em 2014 foram assinaladas, só no viaduto, 18 avarias de grau 3 e grau 4, sendo que mais de 90% dessas avarias se encontravam no lado batido pelo mar. O principal motivo para isto está associado aos recobrimentos utilizados nas vigas que se revelaram insuficientes e ao excesso de pré-esforço aplicado, que levou ao aparecimento de microfissuras transversais, sendo desta forma o lado batido pelo mar o lado que está exposto a um ambiente mais agressivo.

A realização destas inspeções permitiu avaliar o estado do Terminal e Viaduto do Terminal Petroleiro de Leixões, e onde foi possível avaliar o avançado estado de degradação do mesmo. Este estado avançado de degradação da estrutura é mais notório e acentuado nos elementos que se encontram no lado batido pelo mar (APDL, 2014).

As avarias mais graves são as de grau 3 e grau 4, onde apenas no Terminal são encontrados cerca de 41 casos deste tipo de avarias, que estão distribuídos pelas 71 vigas longitudinais do Terminal, o que significa que cerca de 37% das vigas do Terminal se encontram com avarias muito importantes, com fissuras muito abertas e existindo mesmo casos de destaque ou queda do betão, e corrosão visível nas armaduras e ou cabos de pré-esforço. Já no caso do Viaduto temos 18 casos com avarias do grau 3 e grau 4, sendo que estes 18 casos estão distribuídos por 113 vigas longitudinais que constituem o viaduto, o que representa cerca de 13% das vigas do Viaduto (APDL, 2014).

Como foi possível observar nas Figuras 2.15 e 2.16, existe um caso de ruína de uma viga do Viaduto, localizada no lado mais poente, o que levou ao condicionamento do transito no Viaduto devido a falta de segurança de circulação no mesmo.

2.3 O Ambiente Marítimo

Entre os ambientes que existem no nosso planeta os mais agressivos para o betão armado são os ambientes ácidos e salinos. As características físicas e químicas do ambiente

marítimo são determinantes para a durabilidade de qualquer material inserido neste ambiente tão severo (Miranda, 2006).

Os vários agentes agressivos existentes no ambiente marítimo, seja eles de origem física, química ou biológica, e a sua interligação tornam este ambiente muito hostil para os materiais de construção comuns, sendo necessário uma cuidadosa ponderação para a sua conveniente caracterização quando estão em causa obras sobre o mar ou numa faixa costeira onde o efeito agressivo ainda é sentido. As reações do betão neste tipo de ambiente são variadas, sendo a sua causa de difícil caracterização (Miranda, 2006).

A Figura 2.17 esquematiza as diferentes zonas de exposição para uma estrutura construída junto ao mar.



Figura 2.17: Classe de exposição: obras marítimas

onde,

Tabela 2.3: Corrosão induzida por cloretos da água do mar (Cachim)

Classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos de condições em que poderão ocorrer as classes de exposição
XS1	Exposto ao sal transportado pelo ar mas não em contacto directo com a água do mar	Estruturas próximas da costa ou na costa Betão armado em ambiente marítimo saturado de sais Betão armado em áreas costeiras perto do mar, directamente exposto e a menos de 200 m do mar (esta distância pode aumentar até 1 km nas costas planas e foz de rios)
XS2	Permanentemente submerso	Elementos de estruturas marítimas Betão armado permanentemente submerso
XS3	Zonas sujeitas aos efeitos das marés, da rebentação e da neblina marítima	Elementos de estruturas marítimas Betão armado sujeito às marés ou aos salpicos desde 10 m acima do nível superior das marés (5 m na costa Sul de Portugal Continental) até 1 m abaixo do nível inferior das marés Betão armado em que uma das superfícies está imersa em água do mar e a outra exposta ao ar (por exemplo em túneis submersos ou abertos em rocha ou solos permeáveis no mar ou em estuários de rios). Esta exposição exigirá muito provavelmente medidas de proteção suplementares

2.4 Estudos e Recomendações para a fase de Projeto

Durante o ano de 2016 foi realizado um estudo não destrutivo para a caracterização do betão da estrutura. Para tal foram realizados ensaios que tiveram como objetivo avaliar, fundamentalmente, os parâmetros de durabilidade da estrutura, em particular o estado de passivação das armaduras em relação à corrosão, e avaliar a resistência dos betões. Para tal foram realizados os seguintes ensaios (OZ L.^{da}, 2016):

- Detecção de armaduras e medição do recobrimento com pacómetro;
- Determinação da profundidade de carbonatação do betão;
- Determinação do teor de cloretos no betão, a 3 profundidades, entre 0 a 1 cm, 5 a 6 cm e entre 6 a 7 cm;
- Ensaios esclerométricos;
- Extração de carotes para realização do ensaio de compressão uniaxial.

Dos ensaios realizados foram retiradas as seguintes conclusões:

- Da medição do recobrimento com pacómetro obteve-se um valor médio da espessura de recobrimento das armaduras ordinárias entre 44 e 57 mm para as vigas longitudinais do Viaduto, entre 41 a 46 mm para as vigas longitudinais do Terminal e entre 40 a 48 mm nas vigas transversais do Terminal. De acordo com os desenhos de projeto, o recobrimento mínimo previsto para as armaduras era de 40 mm (OZ L.^{da}, 2016).
- A profundidade de carbonatação do betão é reduzida na maioria das zonas ensaiadas, sendo inferior a 7 mm. Dos 120 ensaios realizados apenas em 10 a

profundidade de carbonatação do betão ultrapassou os 10 mm, sendo que chegou a atingir os 20 mm. No entanto, mesmo assim, ainda se encontra longe das armaduras, não sendo esta então a principal causa de corrosão instalada nas estruturas (OZ L.^{da}, 2016).

- Da determinação do teor de cloretos presente verificou-se que na grande maioria das zonas ensaiadas o teor de cloretos ultrapassa em muito o limite crítico indicado na norma NP EN 206:2007, que é de 0.20% da massa de cimento para elementos de betão armado sujeitos a corrosão de armaduras induzida por cloretos. Desta forma a durabilidade dos elementos ensaiados encontra-se severamente comprometida, verificando-se condições propícias à corrosão acelerada das armaduras (OZ L.^{da}, 2016).
- Dos ensaios esclerométricos, obteve-se o índice esclerométrico, de onde é possível estimar um valor médio da tensão de rotura do betão, entre 48 e mais de 70 MPa, sendo importante salientar que estes resultados são representativos apenas da resistência superficial do betão (OZ L.^{da}, 2016).
- Do ensaio de compressão uniaxial, de forma a ser determinado o valor característico da tensão de rotura do betão, obteve-se o valor de 54.6 MPa. Para carotes extraídos de vigas longitudinais do Terminal, das vigas longitudinais do Terminal e do Viaduto obteve-se uma resistência de 46.6 MPa (OZ L.^{da}, 2016).

Ainda durante o ano de 2016, com base nos dados do relatório acima referido, foi elaborado um estudo da deterioração da estrutura através da introdução destes dados em modelos de durabilidade. Estes modelos abrangeram abordagens prescritivas e de desempenho, onde nas segundas se distingue um modelo determinístico, segundo o *Model Code 2010*, um semi-probabilístico, segundo a especificação *LNEC E465* e dois probabilísticos, segundo as mesmas normas. Com base nas ferramentas de previsão da deterioração foram ainda criados cenários de projeto, de onde foi obtida uma lista de recobrimentos mínimos para assegurar uma vida útil de 100 anos para uma estrutura a ser construída na zona da classe de exposição estudada (Pereira, 2016).

Na elaboração destes cenários de projeto foi elaborado um estudo de durabilidade aplicável à zona de exposição do Porto de Leixões segundo os diferentes modelos acima referidos. Assim sendo, para a elaboração dos cenários de projeto foram consideradas as abordagens prescritivas como a especificação *LNEC E464* em que a durabilidade é definida pela classe de exposição, e por abordagens de desempenho, como as constantes

na especificação *LNEC E465* e no *Model Code 2010* em que a durabilidade é expressa de um modo quantitativo obtendo assim uma imagem da evolução das propriedades do betão ao longo do tempo (Pereira, 2016).

- Cenário de projeto segundo a *LNEC E464*

A durabilidade é assegurada através de valores fixos conforme a classe de exposição e o tempo de vida útil pretendido. Os valores de recobrimento mínimo, razão água / cimento, quantidade de cimento mínima e classe de resistência mínima do betão são apresentados com base na experiência de inúmeras estruturas construídas em ambientes semelhantes. Foi considerado a classe de exposição XS3 – corrosão induzida por cloretos da água do mar em zonas de marés, de rebentação ou salpicos - e um tempo de vida útil de 100 anos, uma vez que se trata de uma estrutura de grande importância, e onde a norma refere que, para estes casos, o recobrimento mínimo deve ser aumentado em 10 mm (Pereira, 2016). Deste modo obtém-se os valores prescritivos indicados na Tabela 2.4.

Tabela 2.4: Abordagem prescritiva (Pereira, 2016)

Tipo de Cimento	CEM IV/A; CEM IV/B; CEM III/A; CEM III/B; CEM V; CEM II/B; CEM II/A-D	CEM I; CEM II/A
Mínimo recobrimento nominal (mm)	65 mm	65 mm
Máxima razão água/cimento	0,45	0,40
Mínima dosagem de cimento, C (kg/m ³)	340	380
Mínima classe de resistência	C 35/45 LC 35/38	C 50/60 LC50/55

- Cenário de projeto segundo a *LNEC E465*

Neste caso o estudo da durabilidade utiliza uma abordagem de desempenho em que os parâmetros do modelo assumem o seu valor médio, sendo ainda introduzido um fator de segurança que majora o tempo de vida útil a cumprir pelo elemento ou estrutura. No âmbito da elaboração de diferentes cenários de projeto foram analisados os seguintes tipos de cimento CEM I 42.5R, CEM I 42.5R + CV, CEM I 42.5R + SF e o CEM III/B 42.5, onde se variou a razão água / cimento e a sua idade obtendo-se deste modo a relação entre o recobrimento e o teor de cloretos para as diferentes situações (Pereira, 2016), apresentando-se nas Tabelas 2.5 e 2.6 os valores dos recobrimentos mínimos que devem

ser adotados de modo a que o teor de cloretos na zona das armaduras seja inferior ao especificado pela norma.

Tabela 2.5: Recobrimentos para o CEM I e CEM I + CV (Pereira, 2016)

Idade (anos)	CEM I 42,5R				CEM I 42,5R+CV			
	A/C				A/C			
	0,4		0,5		0,4		0,5	
	Recobrimento (m)	C(x,t)	Recobrimento (m)	C(x,t)	Recobrimento (m)	C(x,t)	Recobrimento (m)	C(x,t)
10	0,06	0,29	0,09	0,22	0,05	0,24	0,07	0,19
20	0,07	0,29	0,1	0,28	0,06	0,21	0,08	0,21
30		0,40	0,11	0,27		0,31	0,09	0,19
40	0,08	0,32	0,12	0,25	0,07	0,38	0,1	0,25
50		0,38	0,13	0,21		0,26	0,1	0,20
60	0,09	0,29		0,26	0,08	0,31		0,24
70		0,33	0,14	0,30		0,35	0,11	0,28
80		0,36		0,25		0,39		0,21
90		0,39	0,15	0,28		0,26		0,23
100	0,1	0,30	0,15	0,23	0,08	0,29	0,11	0,26

Tabela 2.6: Recobrimentos para CEM I + SF e CEM III/B (Pereira, 2016)

Idade (anos)	CEM I 42,5R+SF				CEM III/B			
	A/C				A/C			
	0,4		0,55		0,4		0,5	
	Recobrimento (m)	C(x,t)	Recobrimento (m)	C(x,t)	Recobrimento (m)	C(x,t)	Recobrimento (m)	C(x,t)
10	0,05	0,17	0,05	0,29	0,02	0,17	0,03	0,16
20		0,32	0,06	0,26		0,29	0,04	0,29
30	0,06	0,23	0,07	0,19	0,03	0,37		0,10
40		0,29		0,26		0,07		0,13
50	0,07	0,35	0,08	0,17	0,03	0,09		0,16
60		0,23		0,21		0,11		0,19
70		0,26	0,09	0,25		0,13		0,21
80		0,29		0,29		0,14		0,24
90		0,32	0,09	0,19		0,16		0,26
100		0,35		0,21		0,17		0,28

- Cenário de projeto segundo o *Model Code 2010*

O *Model Code 2010* apresenta um modelo mais refinado que a especificação *LNEC E465*, na medida em que para cada tipo de cimento estudado é indicado um expoente de envelhecimento, que permite perceber a evolução do coeficiente de difusão aparente nos vários tipos de cimento em estudo (Pereira, 2016). As Tabelas 2.7 e 2.8 especificam os recobrimentos mínimos que devem ser adotados para o teor de cloretos não ultrapassar o valor máximo especificado pela norma.

Tabela 2.7: Recobrimentos para o CEM I e CEM I + CV (Pereira, 2016)

Idade (anos)	CEM I 42,5R				CEM I 42,5R+CV			
	A/C				A/C			
	0,4		0,5		0,4		0,5	
	Recobrimento (m)	C(x,t)	Recobrimento (m)	C(x,t)	Recobrimento (m)	C(x,t)	Recobrimento (m)	C(x,t)
10	0,06	0,20	0,08	0,25	0,02	0,34	0,03	0,22
20	0,07	0,29	0,1	0,27	0,03	0,10	0,04	0,10
30	0,08	0,29	0,11	0,33		0,16		0,15
40	0,09	0,28	0,12	0,34		0,21		0,20
50		0,37	0,13	0,34		0,25		0,25
60	0,1	0,32	0,14	0,33		0,29		0,29
70	0,11	0,27	0,15	0,31		0,32		0,33
80		0,32		0,37	0,04	0,35	0,05	0,37
90		0,37		0,34		0,11		0,15
100	0,12	0,31	0,17	0,31		0,13		0,17

Tabela 2.8: Recobrimentos para o CEM I + SF e CEM III/B

Idade (anos)	CEM I 42,5R+SF				CEM III/B			
	A/C				A/C			
	0,4		0,55		0,4		0,5	
	Recobrimento (m)	C(x,t)	Recobrimento (m)	C(x,t)	Recobrimento (m)	C(x,t)	Recobrimento (m)	C(x,t)
10	0,03	0,35	0,04	0,17	0,02	0,07	0,03	0,06
20	0,04	0,26	0,05	0,16		0,20		0,19
30	0,05	0,17		0,28		0,31		0,31
40		0,24	0,06	0,18	0,03	0,06	0,04	0,11
50		0,31		0,25		0,09		0,16
60		0,38		0,32		0,12		0,20
70	0,06	0,23	0,07	0,19		0,15		0,25
80		0,27		0,24		0,18		0,29
90		0,31		0,28		0,21		0,33
100		0,34		0,32		0,23		0,37

Capítulo 3. NORMAS DE PROJETO E ANÁLISE DO CUSTO DO CICLO DE VIDA

3.1 Normas de projeto

Atualmente, em Portugal, para o dimensionamento de pontes e viadutos os regulamentos em vigor são o Regulamento de Segurança e Ações para Edifícios e Pontes (RSA, 1983), e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP, 1983), sendo que estes serão substituídos a curto prazo pelas normas europeias, os Eurocódigos, que já podem ser utilizados.

Os Eurocódigos que seguem referidos em seguida foram considerados na elaboração deste estudo: Eurocódigo 0 – Bases de Projetos de Estruturas (EC0, 2002), o Eurocódigo 1 – Ações em Estruturas (EC1, 2003), o Eurocódigo 2 – Dimensionamento de Estruturas de Betão Armado (EC2, 2004), o Eurocódigo 3 – Projeto de Estruturas de Aço (EC3, 2004) e o Eurocódigo 4 – Projeto de Estruturas Mistas Aço – Betão (EC4, 2004), em conjunto com o RSA e o REBAP.

Em termos gerais os Eurocódigos apresentam intensidades das sobrecargas rodoviárias mais penalizadoras, coeficientes de segurança menos conservativos e uma maior capacidade de otimização no dimensionamento das armaduras. Porém em certos aspetos, estes são muito penalizadores para a estrutura, pelo que foi considerado que, nestes casos a utilização dos regulamentos nacionais seria o mais adequado, como é o exemplo do caso de cargas pontuais aplicadas numa laje, onde as normas nacionais permitem a aplicação de coeficientes menos penalizadores para uma distribuição da carga concentrada.

3.1.1 Ações em Tabuleiros de Pontes e Viadutos Rodoviários

A determinação das ações em pontes e viadutos é uma tarefa muito complexa, pois estas possuem variadas naturezas. A forma e a intensidade com que atuam dependem de vários fatores, como por exemplo, geografia, clima, tipo de utilização, etc. Resumidamente podem ser classificadas nos seguintes tipos:

- Ações Permanentes (G_i): resultam do peso próprio dos elementos estruturais, pavimentos e outros equipamentos não estruturais;

- Ações Variáveis (Q_i): Cargas introduzidas por veículos que provocam forças verticais e longitudinais devido à aceleração e travagem, cargas pelos peões entre outros;
- Ações Naturais: provocados pelo vento, neve, sismos entre outros;
- Deformações: ações induzidas por deformações, como variações de temperatura retração e fluência do betão;
- Ações Acidentais (A): resultam de acidentes como impactos de veículos ou explosões, etc.

Para a realização deste trabalho foram apenas consideradas as mais importantes para as verificações em Estado Limite Ultimo e Estado Limite de Utilização, sendo apenas consideradas as ações permanentes e as ações variáveis.

Na quantificação das ações permanentes foi feita uma distinção entre os elementos estruturais e os elementos não estruturais. Em pontes de betão os elementos estruturais são o betão armado (da laje e vigas), e em pontes mistas os elementos estruturais são o aço estrutural (vigas) e o betão armado (laje) em que é considerado que o betão armado tem uma massa volúmica de 25 kN/m^3 e o aço estrutural uma massa volúmica de 77 kN/m^3 . Os elementos não estruturais considerados foram: pavimento, passeios, vigas de bordadura e guarda de segurança.

Para a quantificação das ações variáveis, neste tipo de pontes as ações provocadas pelo tráfego são as mais significativas, de tal forma que é indispensável considerar um modelo de carga que caracterize o efeito de qualquer tipo de veículo suscetível de atravessar a ponte. O EC1 define vários modelos de carga a serem considerados na quantificação das ações variáveis.

- Modelo de carga 1(LM1): cargas concentradas (TS) e distribuídas (UDL), modelo principal para as verificações gerais e locais;
- Modelo de carga 2 (LM2): cargas concentradas, cargas aplicadas por um eixo com duas rodas, modelo para verificações locais;
- Modelo de carga 3 (LM3): veículos especiais;
- Modelo de carga 4 (LM4): carga devido a multidões, verificações gerais.

O primeiro passo para a aplicação dos vários modelos de carga é a divisão da área suscetível de ser carregada (w) em várias vias de tráfego, conforme demonstrado na Figura 3.1.

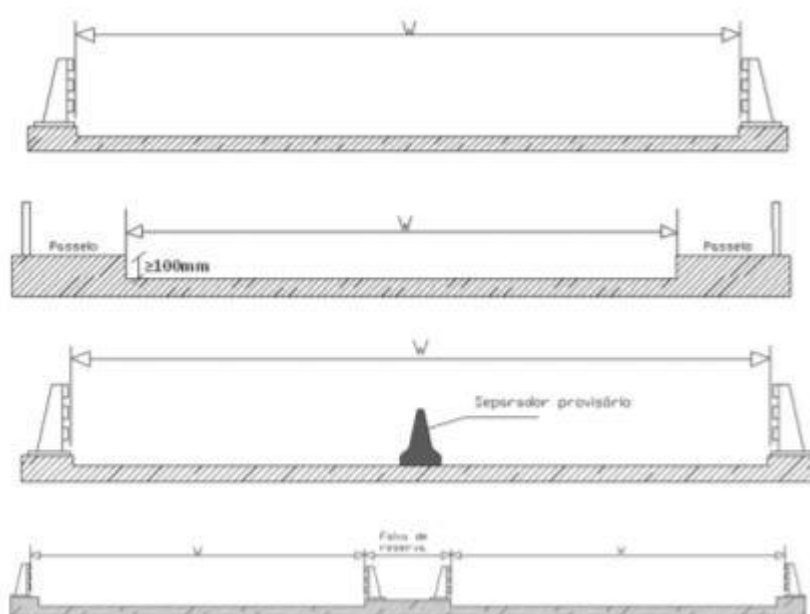


Figura 3.1: Largura w para diferentes configurações de tabuleiros de pontes

Após a determinação da largura w , foi calculado o número de vias de tráfego e larguras das mesmas. Este processo deve ser elaborado conforme descrito na Tabela 3.1.

Tabela 3.1: Número e largura das vias de tráfego (EC1, 2003)

Largura da área carregada W	Número de vias n_1	Largura das vias W_1	largura restante
$W < 5,4\text{m}$	$n_1 = 1$	3m	$W - 3\text{m}$
$5,4\text{m} < W < 6\text{m}$	$n_1 = 2$	$W/2$	0
$6 \leq W$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3m	$W - 3 \times n_1$
Nota: por exemplo, um tabuleiro com uma largura $W = 11\text{m}$, $n_1 = \text{Int}(11/3) = 3$, sendo a largura restante $11 - 3 \times 3 = 2\text{m}$.			

O passo seguinte consiste na definição da posição das vias e das cargas no tabuleiro, seguindo as seguintes regras:

- a localização das faixas não está necessariamente relacionada com a sua numeração;
- Para cada verificação a localização e numeração devem ser tais que provoquem os efeitos mais desfavoráveis.

Como já referido o principal modelo de carga definido no EC1 é o LM1, que é composto por dois tipos de carga diferentes, TS definida por um veículo de 2 eixos e de valor $\alpha_Q Q_k$ por eixo e UDL como uma carga uniformemente distribuída com valor de $\alpha_q q_k$, em que os valores de α_Q e α_q dependem da classe da ponte, sendo aqui considerada de classe 1. Na Figura 3.2 apresenta-se o veículo tipo (TS) com as suas dimensões, e na Tabela 3.2 os valores característicos para as cargas TS e UDL.

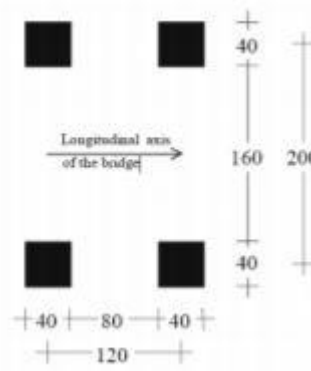


Figura 3.2: Veículo tipo (TS)

Tabela 3.2: Valores característicos do LM1

Localização	Veículo Tipo (TS)	Carga uniformemente distribuída (UDL)
	$Q_{ik}(KN)$	$q_{ik}(KN/m^2)$
Faixa 1	300	9
Faixa 2	200	2,5
Faixa 3	100	2,5
Área restante	0	2,5

As cargas devem ser aplicadas na posição mais desfavorável para a estrutura segundo as regras indicadas na Figura 3.3.

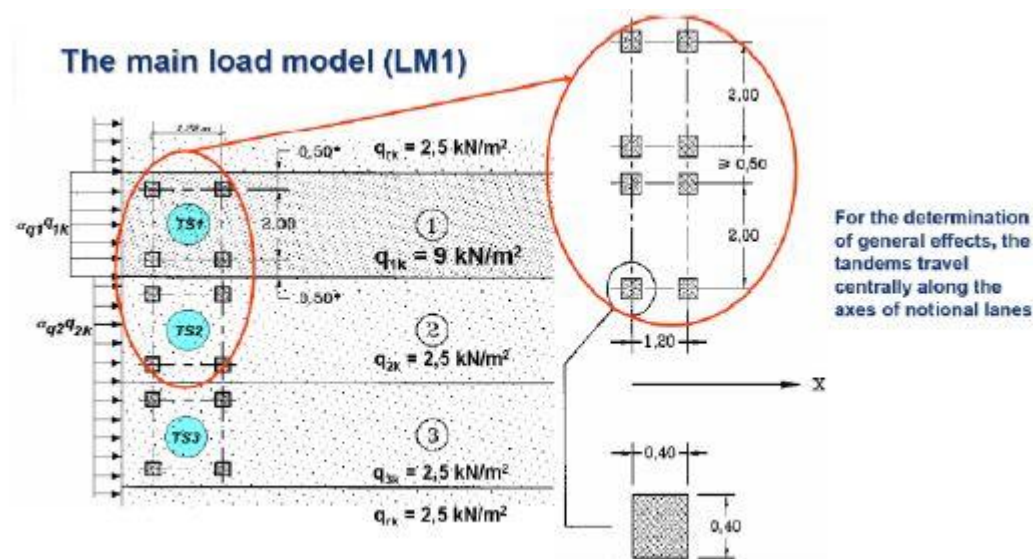


Figura 3.3: Aplicação do LM1 (EC1, 2003)

3.1.2 Estados Limites

Um estado limite é um estado idealizado a partir do qual é considerado que a estrutura fica afetada na sua capacidade para desempenhar as funções para a qual era esperado que cumprisse.

No dimensionamento de estruturas a segurança estrutural e o adequado comportamento em serviço são dois requisitos básicos a ter em conta. O primeiro corresponde à necessidade de minimizar o risco de colapso parcial ou global e o segundo está relacionado com o bom funcionamento da estrutura em condições normais de utilização. Os regulamentos atuais consideram a obrigatoriedade da verificação a dois estados limites, o estado limite último (ULS) e o estado limite de serviço ou utilização (SLS).

Na verificação ao ULS é assegurado que a estrutura não colapsa parcial ou totalmente. Por isso, esta é uma verificação à capacidade da estrutura resistir as ações que lhe são aplicadas. O EC0 considera os seguintes estados limites últimos:

- perda de equilíbrio do conjunto ou de parte da estrutura, considerada como corpo rígido;
- ruína por deformação excessiva, transformação do conjunto ou de parte da estrutura num mecanismo, rotura, perda de estabilidade da estrutura ou de parte da estrutura, incluindo apoios e fundações;
- rotura provocada por fadiga ou por outros efeitos dependentes do tempo.

O SLS é a verificação à durabilidade e funcionalidade da estrutura, onde a não verificação deste limite resulta num mau funcionamento da estrutura, mas com danos que não afetam a funcionalidade da mesma. Segundo o EC0 considera a verificação dos seguintes estados limites de utilização:

- deformações que afetam o aspeto, conforto dos utentes e o funcionamento da estrutura;
- vibrações que causem desconforto aos utilizadores ou que limitem a eficiência funcional da estrutura;
- danos que possam afetar negativamente o aspeto, durabilidade ou funcionamento da estrutura.

3.1.3 Combinação de ações

O EC0 faz a verificação da segurança em relação aos diferentes estados limites considerando a possibilidade da atuação simultânea e provável de ações que provoquem na estrutura os efeitos mais desfavoráveis para a mesma.

O valor dos esforços de cálculo são então determinados a partir da combinação de certas ações afetadas pelos respetivos coeficientes parciais de segurança. O EC0 define dois tipos de combinações: as combinações fundamentais onde são contabilizados os efeitos das ações permanentes e das ações variáveis, e as combinações acidentais que, para além das ações já referidas nas combinações fundamentais, englobam também as ações acidentais, sendo que para este estudo estas últimas, as combinações acidentais foram desprezadas.

Os coeficientes parciais de segurança preveem uma majoração, um agravamento nas ações permanentes e variáveis. Estes coeficientes de segurança variam conforme a ação tem um efeito favorável ou desfavorável. Para ações permanentes, γ_g , varia entre 1.35 e 1.0, no caso favorável ou desfavorável, respetivamente. Para as ações variáveis, γ_q , varia entre 1.5 e 0 para ações favoráveis ou desfavoráveis, respetivamente.

A determinação dos valores dos esforços de cálculo para as combinações fundamentais, é, de forma geral, obtida da seguinte forma:

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} S_{Qjk} \right] \quad (3.1)$$

em que:

S_{Gik} esforço resultante da ação permanente;

S_{Q1k} esforço resultante da ação variável considerada como ação de base da combinação tomada como seu valor característico;

S_{Qjk} esforço resultante de uma ação variável distinta da ação base, tomada com o seu valor característico;

ψ_{0j} coeficientes ψ correspondente à ação variável distinta da ação base.

O valor do coeficiente ψ varia conforme o estado limite e a combinação em estudo. Isto porque para o estudo do SLS são consideradas três combinações diferentes com diferentes ordens de grandeza e permanência de atuação na estrutura. As três combinações são:

- Combinação característica, combinação de baixa probabilidade de ocorrência, apenas alguns breves momentos no tempo de vida da estrutura.
- Combinação frequente pode atuar muitas vezes durante o tempo de vida da estrutura.
- Combinação quase-permanente com uma probabilidade de ocorrer durante mais de 50% do tempo de vida da estrutura.

3.2 Análise do Custo do Ciclo de Vida

A Análise de Custo do Ciclo de Vida (LCCA) é um método económico de avaliação de projetos em que todos os custos decorrentes de possuir, operar, manter e, em última instancia, demolir, são considerados potencialmente importantes para essa decisão (Fuller & Petersen, 1995). O LCCA permite que sejam feitas avaliações comparativas ao longo de um determinado período de tempo, tendo em conta todos os fatores económicos relevantes, tanto em termos de custos iniciais como custos operacionais futuros (Gervásio, 2010).

A análise dos custos de ciclo de vida não é uma metodologia recente. De facto, tem sido utilizada como uma abordagem autónoma por muito tempo e padrões para LCCA estarão disponíveis nos próximos anos (Gervásio, 2010). Uma introdução à análise e aplicação do custo de ciclo de vida pode ser encontrada em Fuller e Petersen (Fuller & Petersen, 1995).

A metodologia como ferramenta autónoma pode ser encontrada em vários programas, por exemplo, BridgeLCC 2.0, um *software* para projeto preliminar de pontes ou BLCC 5.0, um *software* para avaliação de custos a longo prazo e economia de projetos de energia e conservação de água e energia renovável (Gervásio, 2010).

O LCCA é adequado para a avaliação de alternativas de projeto de ativos de construção que satisfaçam um nível de desempenho requerido, mas que podem ter custos iniciais diferentes, custos de operação diferentes, e possíveis expectativas de vida diferentes. O LCCA oferece uma avaliação significativamente melhor do custo a longo prazo de um projeto do que outros métodos económicos alternativos, em que estes se concentram nos custos iniciais ou nos custos operacionais a curto prazo (Gervásio, 2010).

Embora exista uma extensa atividade de pesquisa no campo da LCCA, na prática, na Europa não é usualmente aplicada. Os primeiros desenvolvimentos da LCCA ocorreram nos EUA. Em 1990 o *Federal Energy Management Program* do Departamento de Energia dos EUA publicou as regras e procedimentos de custo do ciclo de vida a serem seguidos por todas as agências federais na avaliação da rentabilidade dos potenciais projetos de energia e conservação de água e projetos de energia renovável em instalações federais (Gervásio, 2010).

O LCCA vem há muito tempo recebendo muita atenção como uma ferramenta para auxiliar as agências de transporte dos EUA nos processos de tomada de decisão e em gestão de ativos, uma vez que as leis dos EUA exigiram que se considerassem os custos de ciclo de vida em projetos de Pontes, Túneis e Estradas. No entanto, o LCCA, não era universalmente utilizado em agências de transporte dos EUA, principalmente devido à falta de uma metodologia comum aceite para o LCCA. Para ultrapassar esse problema foi proposta uma metodologia para a análise do custo de ciclo de vida de pontes, para ser usado pelas agências de transporte dos USA, em que a principal inovação nesta abordagem foi a introdução explícita de vulnerabilidade e incerteza na análise (Gervásio, 2010).

3.2.1 LCCA versus WLC

O LCCA ou LCC (Custo de Ciclo de Vida) é muitas vezes confundido com o Custo Total de Vida (WLC). No entanto, enquanto o LCCA inclui todos os custos decorrentes da construção, operação, manutenção e final de vida, o WLC inclui custos e rendimentos mais amplos, incluindo custos externos, como, por exemplo, custos ambientais (Gervásio, 2010). Na Figura 3.4 está ilustrada a diferença entre LCCA e WLC.

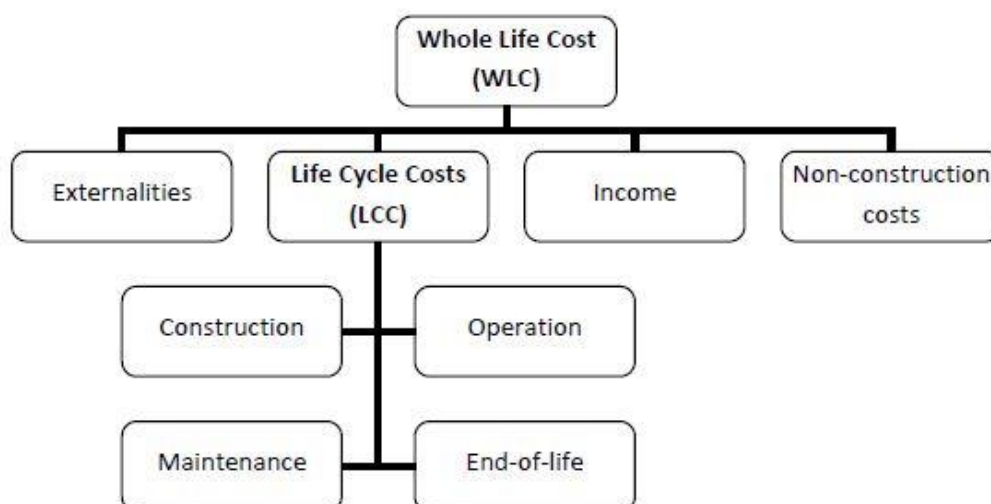


Figura 3.4: Diferenças entre LCC e WLC

A norma ISO 15868-5 apresenta uma lista de itens, na Tabela 3.3, que podem ser incluídos em cada uma das categorias apresentadas na Figura 3.4.

Tabela 3.3: Categorias de custos de acordo com a Norma ISO 16586-5 (Gervásio, 2010)

Externalities	Life Cycle Costs	Income	Non-construction costs
(may include costs due to environmental burdens)	All costs arising from construction to end-of-life	Income from sales Taxes on income 3 rd party income during operation Taxes Disruption, other	Land, Finance User support costs Taxes, other

3.2.2 Modelo Matemático

Diferentes custos ocorrem em diferentes pontos do ciclo de vida de um ativo em construção. Estes custos não podem ser comparados ou simplesmente resumidos devido ao valor variável do dinheiro com o tempo. O valor presente representa a quantidade de dinheiro que seria necessário ser investida hoje, a uma taxa de juros igual à taxa de desconto, de forma a ser possível ter o dinheiro disponível para atender o custo futuro no momento em que está previsto ocorrer a despesa (Fuller & Petersen, 1995).

$$PV = \frac{FV}{(1 + d)^n} \quad (3.2)$$

onde,

- PV é o valor presente;
- FV é o valor no futuro;
- d é a taxa de juros;

n é o número de anos no futuro.

3.2.3 Dados para o LCCA

A recolha de dados para o LCCA é um processo lento e complicado. Isto não só pela longevidade da análise, mas também pelas várias categorias de dados envolvidas. Os dados podem ser classificados em três categorias principais, em que todos podem influenciar o resultado da análise, e, portanto, todas as decisões de gestão com base nessa análise. (Gervásio, 2010). As categorias de dados são:

i. Dados de desempenho

Uma das etapas básicas num LCCA é a determinação da vida útil da ponte e / ou dos seus componentes. Usualmente o fim de vida útil de uma ponte é determinado por: não tem mais utilização; ser considerada insegura, obsoleta ou incapaz de fornecer os serviços esperados mesmo com reparações. O EC0 especifica a vida útil de pontes novas para 100 anos. As condições de uma ponte deterioram-se com o tempo desde o seu nível alto inicial até um ponto inaceitável (C_f) (Figura 3.5). A vida útil (SL) representa o período entre o momento em que a ponte é colocada em serviço (T_0) e o tempo em que atinge um nível de condição inaceitável (C_f) (Gervásio, 2010).

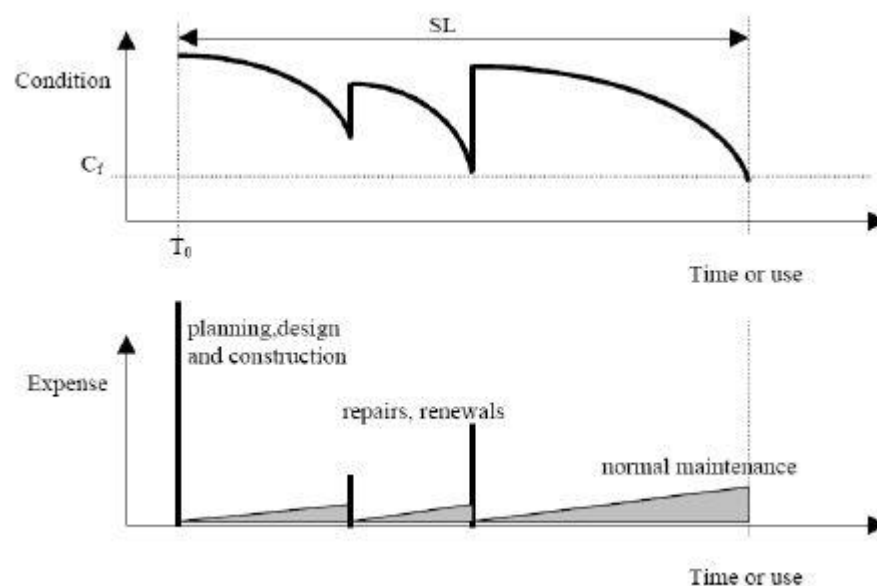


Figura 3.5: Vida útil e custos relativos (Gervásio, 2010)

Durante a vida útil de uma ponte é esperada, pelo menos, alguma manutenção normal ou rotineira. Nestas condições, sem grandes reparações, a vida útil de uma ponte rodoviária típica pode ser substancialmente inferior a 100 ou mesmo 75 anos (Gervásio, 2010).

ii. Dados económicos

Entre os parâmetros mais importantes num LCCA está a taxa de desconto. O valor presente dos custos futuros, dado pela expressão (3.2), reduz rapidamente ao longo do tempo para diferentes taxas de desconto. Uma taxa maior representa um custo menor e vice-versa. A escolha de uma taxa de desconto adequada é então crucial para um LCCA. Normalmente as agências governamentais publicam taxas de desconto para serem utilizadas na análise de projetos governamentais. No setor privado, as taxas de desconto são geralmente determinadas pelo investidor considerando a taxa de retorno mínima aceitável para o investimento. Como pontes têm um longo período de vida útil é recomendável utilizar taxas de desconto baixas, uma vez que é difícil prever a inflação a longo prazo (Gervásio, 2010).

iii. Dados de custo

Os dados de custo são de vários tipos, dependendo do esquema de redução de custos escolhido para o LCCA. Alguns autores fazem uma distinção entre custos que são diretamente mensuráveis e aqueles que devem ser inferidos de outras observações. Outra distinção pode ser feita em termos de custos associados à manutenção normal da ponte e custos devidos à ocorrência de eventos extraordinários como, por exemplo, colisões ou terremotos. No entanto, os custos são inevitavelmente associados com o tempo acumulado e, a menos que a taxa de desconto seja definida como zero, a previsão da sua ocorrência tem uma influência importante no resultado de um LCCA (Gervásio, 2010).

3.2.4 Análise avançada do LCCA

Existem muitas fontes de incerteza no LCCA, por exemplo, a vida útil da ponte ou seus componentes, os custos operacionais e de manutenção futuros, os custos de disposição, etc. Além disso, outras variáveis importantes, como a taxa de desconto ou a inflação, aumentam ainda mais o nível de incerteza no LCCA. O tratamento dessas incertezas é fundamental para a implementação bem sucedida de um LCCA. Várias abordagens foram desenvolvidas para resolver este problema. Entre as mais comuns encontram-se a análise de sensibilidade, análise probabilística e análise difusa (Gervásio, 2010).

Capítulo 4. DIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO DO VIADUTO

4.1 Solução 1: Estrutura em Betão

Esta primeira solução é composta inteiramente por uma estrutura de Betão, com uma laje betonada *in situ*, e por vigas pré-fabricadas pré-esforçadas em “I”, que se assume que chegam ao local da obra com 90 dias de idade. Para o dimensionamento desta estrutura foi considerado que as vigas do Viaduto ficam apoiadas nas vigas da estrutura já existente, o Terminal Marítimo, sendo que é considerado que não existe continuidade entre as vigas de cada vão de 10 m. As Figuras 4.1 e 4.2 demonstram o perfil transversal do Terminal e do Viaduto nas duas zonas de larguras diferentes, a primeira com 4.50 m de largura e a segunda com 7.70 m de largura.

A Estrutura em Betão foi dimensionada com o auxílio de softwares de cálculo automático como o *Autodesk Robot Structural Analysis*.

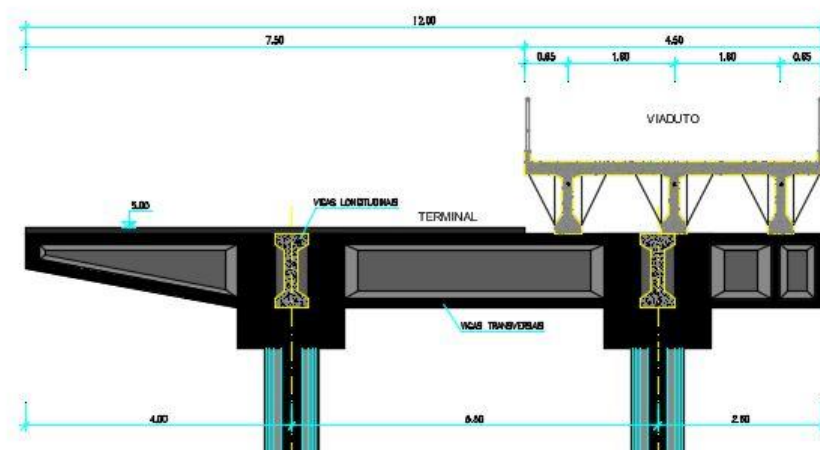


Figura 4.1: Perfil Transversal

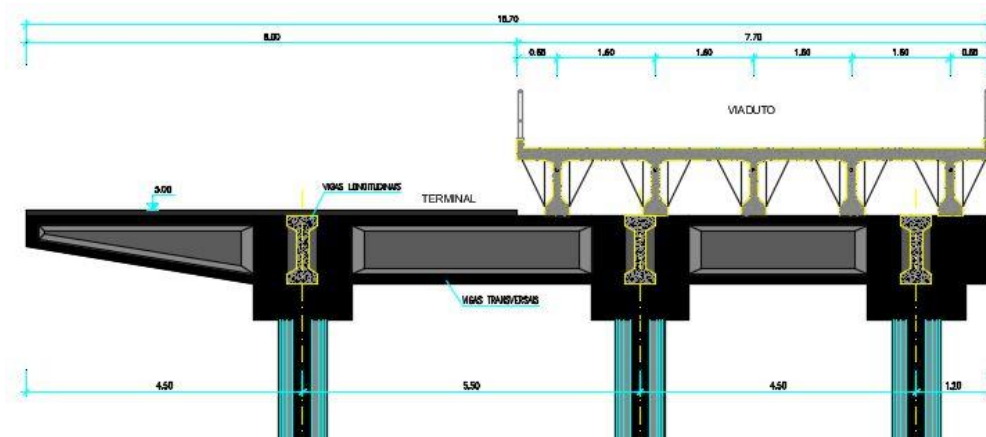


Figura 4.2: Perfil transversal (Zona de alargamento)

4.1.1 Cenário de Projeto

Como referido no Capítulo 2, para se garantir um tempo de vida útil de 100 anos, e para a classe de exposição a que o viaduto está sujeito (XS3), a durabilidade do mesmo está condicionada pelo projeto em si.

A metodologia considerada para este dimensionamento é a que está referida na Tabela 2.4, onde para uma grande parte dos tipos de cimento e com uma razão água / cimento de 0.45, necessitamos de um recobrimento mínimo de 0.65 m. Observando as restantes tabelas do subcapítulo 2.4, considerando os vários cenários de projeto possíveis para um tempo de vida útil de 100 anos, com uma variação do recobrimento mínimo que vai desde os 0.03 m até aos 0.17 m essa meta é alcançável desde que se tome decisão correta na escolha do tipo de cimento e razão água / cimento.

Neste caso, optou-se pela utilização de uma classe de resistência do betão mais baixa e um recobrimento maior, utilizando-se como recobrimento mínimo para todos os elementos de betão de 0.65 m. Este recobrimento irá garantir uma maior proteção das armaduras á corrosão.

4.1.2 Dimensionamento da Laje do Tabuleiro

4.1.2.1 Definição das Cargas segundo o Eurocódigo 1

Para o caso em estudo foi considerado a existência de dois passeios com 0.50 m cada um, e uma faixa de rodagem com 3.5 m, com as “notional lanes” de 3 m de largura. Na zona de alargamento a faixa de rodagem tem 6.70 m e está dividida em 2 “notional lanes” com largura também de 3 m cada. Para dimensionamento será apenas considerado a zona com largura de 4.5 m, uma vez que os valores dos esforços atuantes são iguais, sendo apenas consideradas 2 localizações (combinações) diferentes para a faixa de rodagem. As Figuras 4.3 e 4.4 apresentam o que foi descrito acima.

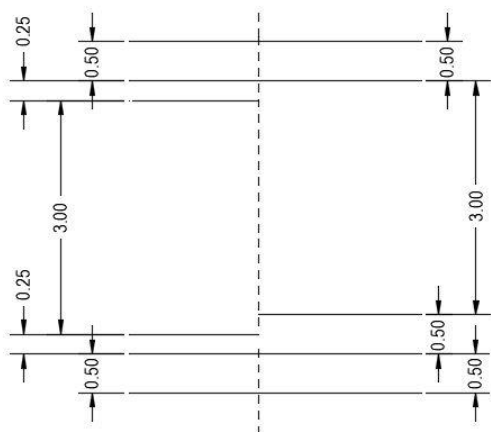


Figura 4.3: Divisão do tabuleiro segundo o Eurocódigo 1

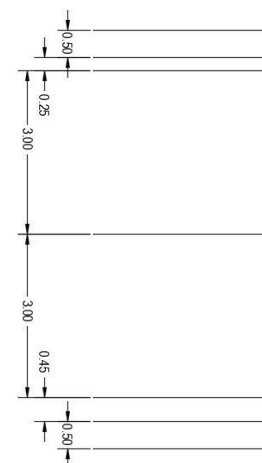


Figura 4.4: Divisão do tabuleiro segundo o Eurocódigo 1 (Zona de alargamento)

4.1.2.2 Quantificação das ações

Das sobrecargas definidas no EC1, aquela que é condicionante é a do modelo de carregamento 1 (LM1), apresentado na Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Modelo de Carregamento 1 (LM1)

	Veículo Tipo (TS)	Carga Uniforme Distribuída (UDL)
Local	Carga de eixo Q_{ik} (kN)	Q_{ik} (kN/m ²)
Via 1	300	9
Via 2	200	2,5
Restante área	0	2,5

No entanto esta estrutura não está apenas sujeita às sobrecargas definidas no EC1. Está sujeita também as seguintes cargas permanentes apresentadas na Tabela 4.2, que são o pavimento, de 0.06 m de espessura, passeios, guarda de segurança e vigas de bordadura. Assim sendo, é necessário estimar esse efeito na laje do tabuleiro, sendo que o pavimento é apresentado como uma carga uniforme por todo o tabuleiro e as restantes cargas são apresentadas como uma carga pontual no sentido transversal, que será aplicada a 0.25 m de cada uma das extremidades da laje do tabuleiro.

Tabela 4.2: Cargas Permanentes

Carga	Valor	Unidade
Pavimento	1,5	kN/m ²
Passeio, guarda de segurança e viga de bordadura	3,4	kN/m

4.1.2.3 Materiais

Para o dimensionamento da laje do tabuleiro foi considerado a utilização dos materiais apresentados na Tabela 4.3 com as seguintes propriedades:

Tabela 4.3: Propriedades dos Materiais utilizados no tabuleiro

Betão	C35/45		Aço	A500	
f_{cd}	23,33	MPa	f_{yd}	434,78	MPa
f_{ck}	35	MPa	f_{yk}	500	MPa
f_{ctm}	3,2	MPa	E_s	200	GPa
E_{cm}	34	GPa			

4.1.2.4 Pré-dimensionamento

A laje do tabuleiro em estudo vai ser analisada como sendo uma laje maciça armada numa direção, com os vãos apresentados na Figura 4.5.

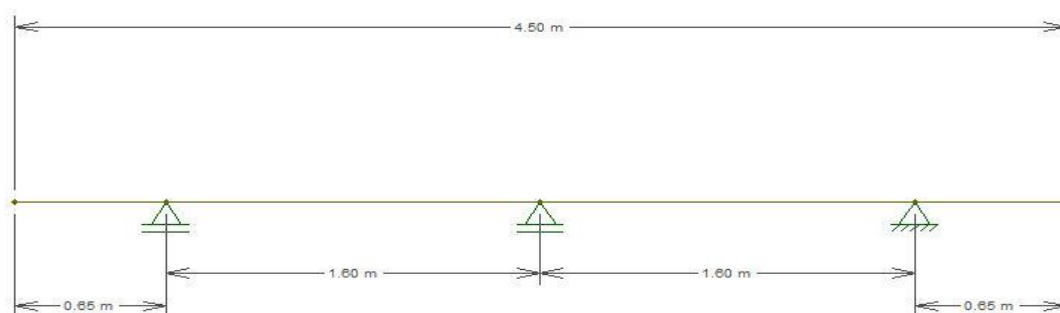


Figura 4.5: Vãos

- Pré-dimensionamento ao valor indicativo

A expressão (4.1) é utilizada para o pré-dimensionamento ao valor indicativo no vão central.

$$h = l/30 \quad (4.1)$$

Para o calculo na consola utiliza-se a expressão (4.2).

$$h = l/k/30 \quad (4.2)$$

em que:

- h altura da laje;
- l comprimento do vão;
- k coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais.

O valor do coeficiente $k = 0.4$, segundo indicado no quadro 7.4N do EC2.

- Pré-dimensionamento à deformação

Para o pré-dimensionamento à deformação é utilizada a expressão (4.3).

$$\frac{l}{d} = k \left[11 + 1.5 \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + 3.2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \cdot 310 / \sigma_s \quad (4.3)$$

Os valores de pré-dimensionamento são os indicados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4: Pré-dimensionamento à deformação e valor indicativo

Vão	l	k	À deformação			Ao valor indicativo	
			l/d	d	h	h	h _{corrigido}
Centro	1,60	1,30	40,05	0,04	0,11	0,05	0,10
Consola	0,65	0,40	12,32	0,05	0,12	0,05	0,05

- Pré-dimensionamento à flexão e ao esforço transversal

Devido á necessidade de se ter um recobrimento mínimo de 0.65 m, a espessura da laje adotada para o pré-dimensionamento será de 0.21 m, assim sendo o seu peso próprio será igual a:

$$pp_{Laje} = 0.21 \cdot 25 = 5.25 \text{ kN/m}^2 \quad (4.4)$$

Os esquemas de cargas apresentados nas Figuras 4.6, 4.7 e 4.8, e os momentos de pré-dimensionamento e de esforço transversal nas Figuras 4.9 a 4.12 do vão e da consola são os seguintes:

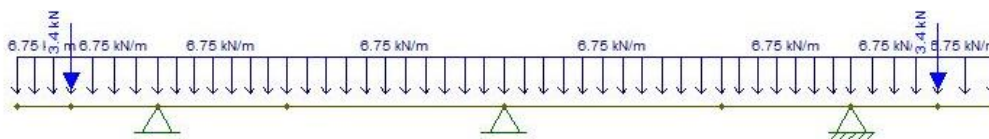


Figura 4.6: Cargas Permanentes combinação 1 e 2

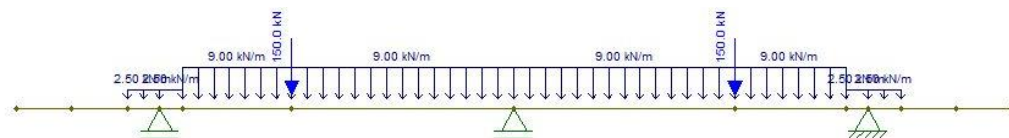


Figura 4.7: Sobrecargas combinação 1

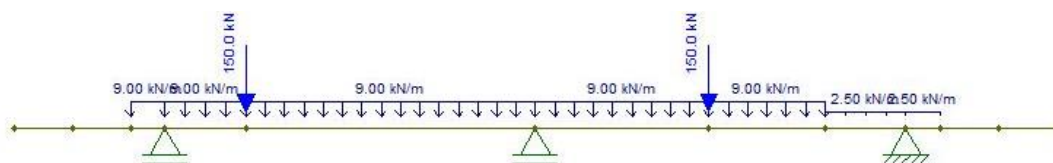


Figura 4.8: Sobrecargas combinação 2

$$P_{Ed} = 1.35 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k \quad (4.5)$$

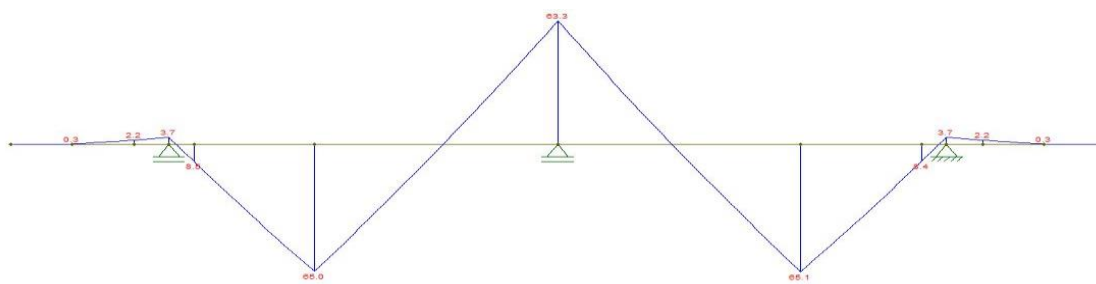


Figura 4.9: Diagrama de Momentos Fletores combinação 1

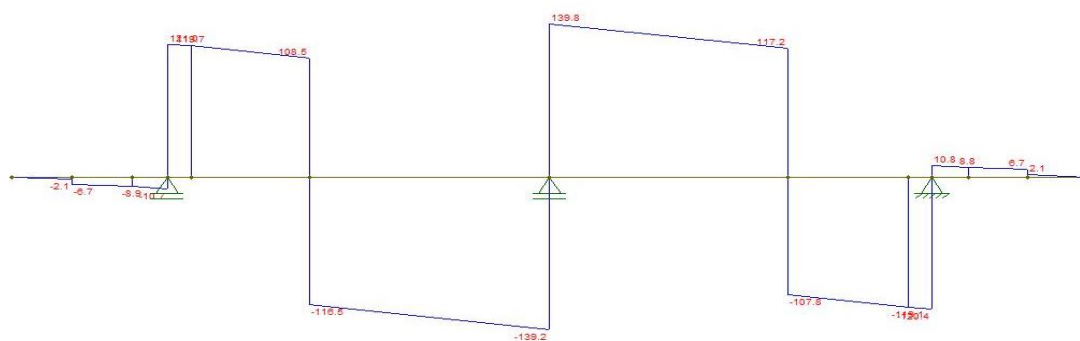


Figura 4.10: Diagrama de Esforços Transversos combinação 1

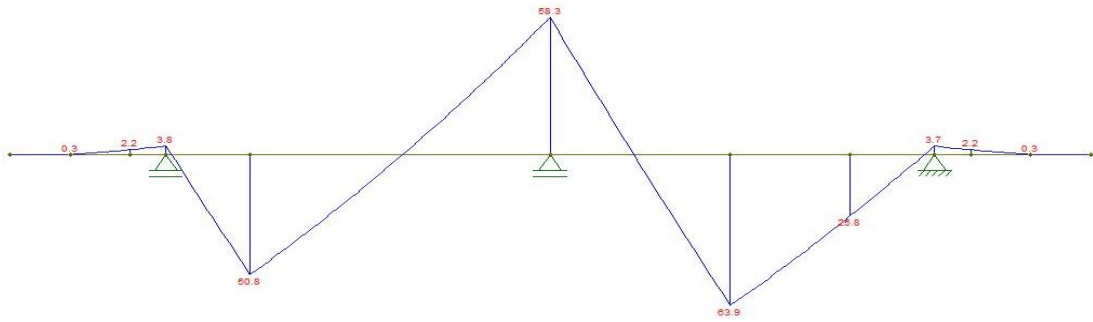


Figura 4.11: Diagrama de Momentos Fletores combinação 2

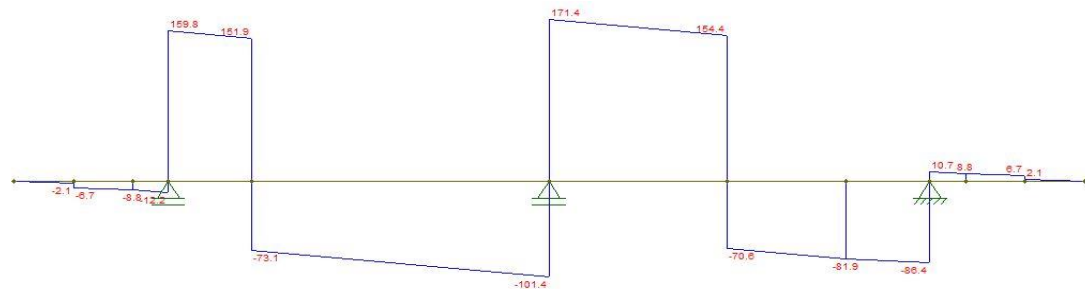


Figura 4.12: Diagrama de Esforços Transversos combinação 2

Irá ser considerada uma terceira combinação, que pode ser uma combinação “acidental” ou “alternativa”, uma vez que nesta combinação a posição do veículo tipo é na zona do passeio. É importante a introdução desta combinação, que leva ao aparecimento de momentos negativos sobre os apoios extremos e vãos e de esforços transversos na zona de consola, porque apesar deste novo projeto considerar a existência de 2 passeios no viaduto, não é garantida a sua construção neste novo projeto, uma vez que no projeto antigo estes não existiam.

Nas Figuras 4.13 esta apresentado a posição do veículo tipo para esta combinação e nas Figuras 4.14 e 4.15 é apresentado os diagramas de momentos fletores e esforços transversos respetivamente.

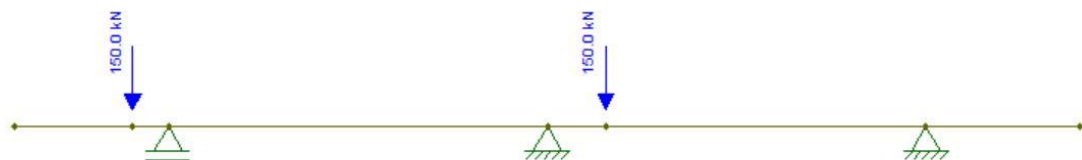


Figura 4.13: Sobrecarga VT para a combinação 3

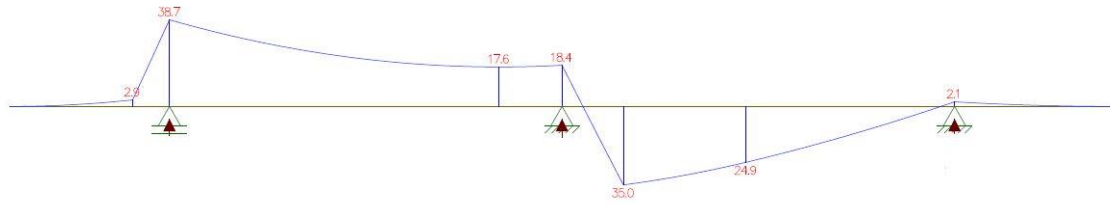


Figura 4.14: Diagrama de Momentos para combinação 3

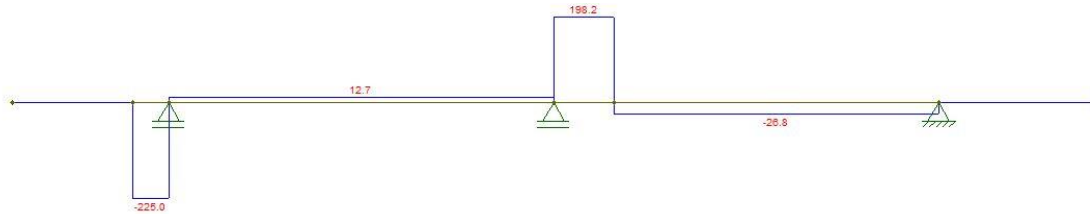


Figura 4.15: Diagrama de esforços transversos para a combinação 3

O momento reduzido económico (μ) deve ser próximo de 0.15. Assim sendo, e aplicando a expressão (4.6), verificamos se a altura da laje pretendida de 0.21 m é suficiente, como pode ser observado na Tabela 4.5.

$$\mu \leq 0.15 \Rightarrow \frac{M_{Rd}}{bd^2f_{cd}} \leq 0.15 \quad (4.6)$$

Tabela 4.5: Pré-dimensionamento á flexão

á flexão							
Vão	M_{Ed}	μ	b	f_{cd}	d	h	h_{final}
Centro	65,1	0,15	1	23333,33	0,13638	0,20638	0,21
Consola	3,8	0,15	0,65	23333,33	0,04087	0,11087	

Fica então confirmado que a espessura de 0.21 m é adequada.

Para a verificação ao esforço transverso é utilizado as expressões (4.7) a (4.11), obtendo-se os resultados da Tabela 4.6.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3}]b_w d \geq v_{min}b_w d \quad (4.7)$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w d} \quad (4.8)$$

$$A_{s,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b d \quad (4.9)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad (4.10)$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (4.11)$$

Tabela 4.6: Pré-dimensionamento ao esforço transversal

Esforço transversal						
$A_{s,min}$	ρ_1	C_{rde}	$k \leq 2$		$V_{Rd,c} \geq v_{min} \cdot b_w \cdot d$	$V_{Rd,c}$
0,000233	0,001664	0,12	2,20	2	60,45	81,99

O esforço atuante na laje do tabuleiro é $V_{Ed} = 171.4 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 81.99 \text{ kN}$, verificando-se assim que é necessário colocar armadura de esforço transversal, que será calculada no ponto seguinte.

4.1.2.5 Verificação ao Estado Limite Último

- Quantificação das cargas atuantes

As cargas atuantes na estrutura são as mesmas já referidas no subcapítulo 4.1.1.2 acrescida da carga produzida pelo peso próprio do tabuleiro, já calculado no subcapítulo 4.1.1.4, sendo que os diagramas dos esforços aplicados à estrutura são os indicados nas Figuras 4.9 a 4.12.

- Redução dos esforços atuantes segundo o REBAP

Segundo o Artigo 103.º do REBAP para lajes armadas numa só direção sujeitas a cargas concentradas é possível aplicar uma redução no seu efeito sobre o tabuleiro, conforme indicado nas expressões (4.12) e (4.13).

$$M_{Ed, reduzido} = \frac{M_{Ed}}{b_m} \quad (4.12)$$

$$V_{Ed, reduzido} = \frac{V_{Ed}}{b_m} \quad (4.13)$$

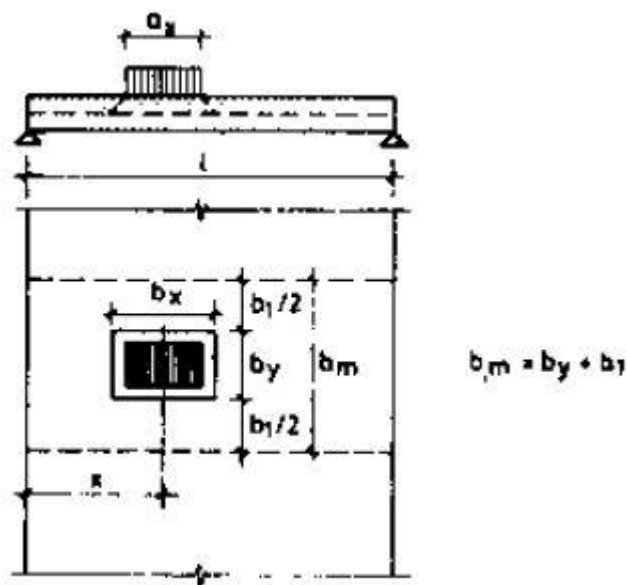


Figura 4.16: Esquema de calculo do b_m

Tabela 4.7: Largura de distribuição de cargas concentradas em Lajes

Valores de b_1			
Esforço	Condições de apoio	b_1	Limites de validade
Momento flector positivo no vão		$b_1 = 2,5 x \left(1 - \frac{x}{l}\right)$	$b_y \leq 0,8 l$
		$b_1 = 1,5 x \left(1 - \frac{x}{l}\right)$	
		$b_1 = x \left(1 - \frac{x}{l}\right)$	
Momento flector negativo no apoio A		$b_1 = 0,5 x \left(2 - \frac{x}{l}\right)$	$b_y \leq 0,8 l$
			$b_y \leq 0,4 l$
			$b_1 = 1,5 x$
Esforço transverso no apoio A		$b_1 = 0,5 x$	$b_y \leq 0,8 l$
		$b_1 = 0,4 x$	
		$b_1 = 0,3 x$	

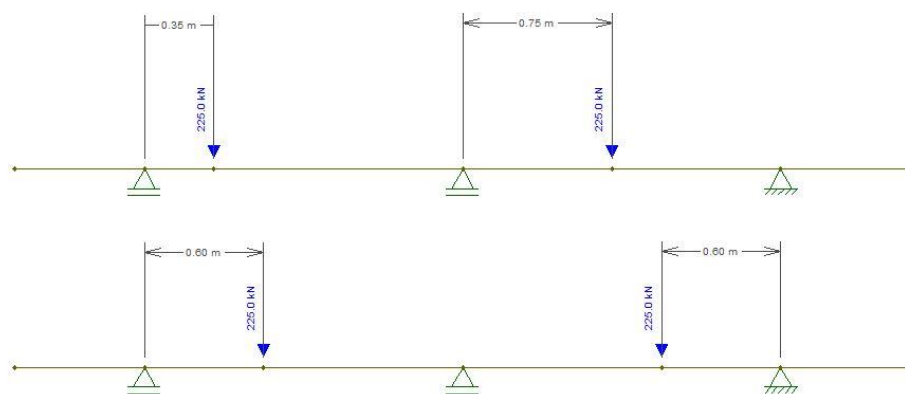


Figura 4.17: Esquema das cargas concentradas para as combinações 1 e 2

O valor do momento máximo positivo aplicado no vão é dado pela combinação 1, $M_{Ed} = 62,6 \text{ kN.m}$, e o momento máximo negativo no apoio também é dado pela combinação 1, $M_{Ed} = 58 \text{ kN.m}$.

O valor máximo do esforço transverso é dado pela combinação 2, e tem um valor de $V_{Ed} = 152,7 \text{ kN}$.

Na Tabela 4.8 esta apresentado os valores reduzidos dos momentos positivos e negativos e do esforço transverso.

Tabela 4.8: Valor dos momentos atuantes reduzidos e esforço transverso reduzido

	x	l	b_l	b_m	M_{Ed}	$M_{Ed, \text{reduzido}}$
Momento fletor positivo	0,6	1,6	0,9375	1,398	62,6	44,78
Momento fletor negativo	1	1,6	0,6875	1,148	58	50,52
					V_{Ed}	$V_{Ed, \text{reduzido}}$
Esforço transverso	0,75	1,6	0,225	0,685	152,7	222,92

Aos valores dos esforços reduzidos, para dimensionamento é necessário adicionar os valores das restantes cargas aplicadas. Assim para efeitos de cálculo de dimensionamento o valor o momento máximo positivo é $M_{Ed} = 47,98 \text{ kN.m}$, o momento máximo negativo é $M_{Ed} = 56,82 \text{ kN.m}$ e do esforço transverso é $V_{Ed} = 241,62 \text{ kN}$.

- Verificação da segurança á flexão

Para dimensionar a armadura de flexão utiliza-se as expressões (4.14) a (4.16).

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (4.14)$$

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu) \quad (4.15)$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \quad (4.16)$$

Tabela 4.9: Armaduras de flexão

	M _{Rd}	μ	w	A _s (cm ² /m)	A _{s, adotado} (cm ² /m)	Ø (mm)	Afastamento (m)
Momento fletor positivo	47,98	0,1049	0,1159	8,7	11,31	12	0,10
Momento fletor negativo	56,82	0,1442	0,1397	10,49	11,31	12	0,10

A Tabela 4.9 apresenta a disposição das armaduras de flexão para os momentos positivos e negativos onde não é efetuada qualquer tipo de dispensa nas armaduras, isto para simplificar o processo construtivo.

Para as armaduras de flexão de momentos positivos essa dispensa seria muito reduzida. Para armadura de momento fletor negativo é necessária armadura de flexão na zona dos apoios e na zona dos vãos, devido ao aparecimento de momentos negativos na zona dos vãos provocados pela combinação 3 (Figura 4.14).

- Verificação da segurança ao esforço transversal

Nos cálculos efetuados no pré-dimensionamento, no subcapítulo 4.1.2.4, verificou-se que com a armadura mínima de flexão, é necessária dimensionar armaduras de esforço transversal. Assim sendo, será necessário verificar se com a armadura dimensionada de flexão é ainda necessária armadura de esforço transversal. Para este cálculo será novamente utilizada as expressões de cálculo (4.7) a (4.11), obtendo-se os resultados da Tabela 4.10.

Tabela 4.10: Capacidade resistente sem armadura de esforço transversal

A _s	ρ _l	C _{rd,c}	k ≤ 2		V _{Rd,c} ≥	v _{min} · b _w · d	V _{Rd,c}
0,001131	0,008079	0,12	2,20	2	102,36	81,99	102,36

Como é possível verificar, é necessária armadura de esforço transversal, uma vez que o V_{Rd, c} = 102.36 kN ≤ V_{Ed, reduzido} = 241.62 kN.

Assim sendo é necessário verificar qual o esforço transversal máximo a que a laje do tabuleiro pode estar sujeita, apresentado na Tabela 4.11, com a utilização de armaduras de esforço transversal. O cálculo é realizado com recurso à expressão (4.17) e (4.18).

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (4.17)$$

em que θ representa o ângulo formado pelo estribo, neste caso em estudo 90°, e z = 0.9d.

$$v_1 = 0.6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (4.18)$$

Tabela 4.11: Capacidade resistente limite ao esforço transversal

α_{cw}	b_w	z	v_1	$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$	$\tan \theta$	$V_{Rd,max} \geq V_{Rd,max}$	
1	1	0,126	0,52	2,5	0,40	523,12	241,62

Como pode ser verificado pelos diagramas das Figuras 4.10, 4.12 e 4.15, o esforço transversal (em módulo) é muito elevado para qualquer zona da secção, pelo que para facilitar o processo construtivo e de dimensionamento, o cálculo da armadura de esforço transversal será considerado como um esforço aplicado constante para toda a secção, $V_{Ed} = 241.62 \text{ kN}$.

O passo seguinte passa pelo cálculo da armadura mínima transversal ($A_{sw, min}$), e dos espaçamentos máximos longitudinais ($S_{l, max}$) e transversais (S_t), apresentados na Tabela 4.12, e calculados com as expressões (4.19) a (4.21), e sabendo que irão ser utilizados varões de Ø8mm, com $A_{sw} = 0.50 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = (0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot \sin \alpha) / f_{yk} \quad (4.19)$$

$$S_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \quad (4.20)$$

$$S_t = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm} \quad (4.21)$$

Tabela 4.12: Armadura mínima e espaçamentos máximos

$A_{sw,min} / s$	0,000947	m^2/m
$S_{l,max}$	0,105	m
S_t	0,105	m

Os espaçamentos máximos permitidos são um condicionante, pelo que é necessário um estribo no sentido longitudinal e no sentido transversal de 0.10 m em 0.10 m, i.e., $s = 0.10 \text{ m}$. Neste sentido, por cada metro de desenvolvimento longitudinal são necessários 10 ramos, sendo então necessário verificar a capacidade resistente do tabuleiro com esta armadura.

$$V_{Rd,s} = \frac{n^\circ \text{ de ramos} \cdot A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (4.22)$$

$$V_{Rd,s} = 688.42 \text{ kN} \leq V_{Ed} = 241.62 \text{ kN}$$

4.1.2.6 Verificação ao Estado Limite de Utilização

De acordo com os EC2, os estados limites de utilização que devem ser verificados incluem a limitação de tensões, o controlo de fendilhação e o controlo de deformações. Esta verificação é efetuada na zona do tabuleiro onde os momentos flettores positivos são

máximos, uma vez que a zona de momentos negativos máximos, zona superior do tabuleiro, está protegida pelo pavimento.

- Combinações SLS relevantes

De acordo com o EC0, as combinações necessárias para o estudo do estado limite de utilização são a Combinação Característica, a Combinação Freqüente e a Combinação Quase-Permanente, com um momento máximo positivo de cálculo obtido a partir das expressões (4.23), (4.24) e (4.25) respetivamente, onde são apresentados na Tabela 4.13 os resultados.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1}: \text{Combinação Característica} \quad (4.23)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \Psi_{1,1} Q_{k,1}: \text{Combinação Freqüente} \quad (4.24)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \Psi_{2,1} Q_{k,1}: \text{Combinação Quase-Permanente} \quad (4.25)$$

Tabela 4.13: Momentos Máximos Positivos para Combinações SLS

	Combinação Característica	Combinação Freqüente	Combinação Quase-Permanente
Momento Maximo Positivo (kN.m)	43,3	21,6	13

- Coeficientes de homogeneização

Nas combinações SLS é necessário ter o conhecimento da relação entre a rigidez do aço e do betão, ou seja, do coeficiente de homogeneização, α , calculados utilizando as expressões (4.26) e (4.27).

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{c,eff}} \quad (4.26)$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (4.27)$$

Os fenómenos relacionados com a Fluência em pouco ou em nada afetam o desempenho do betão nos seus primeiros dias de vida da estrutura, $t = 28$ dias, logo considera-se que o coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0) = 0$. Para a determinação do coeficiente de fluência a tempo infinito recorre-se à Figura 3.1b do EC2, de onde se retira que o coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0) = 2$.

Para $t = 28$ dias

$\varphi(t, 0)$	0	
$E_{c, \text{eff}}$	34	GPa
α	5,88	

Para $t = \infty$

$$\varphi_{ef, \text{carac ou freq}} = \varphi(t, t_0) \cdot \frac{M_{\text{quase perm}}}{M_{\text{carac ou freq}}} \quad (4.28)$$

$\varphi(t, 28d) =$	2				
		$E_{c, \text{eff}}$			
$\varphi_{\text{eff, carac}}$	0,60	21,24	GPa	α_{carac}	9,41
$\varphi_{\text{eff, freq}}$	1,20	15,43	GPa	α_{freq}	12,96
$\varphi_{\text{eff, qp}}$	2,00	11,33	GPa	α_{qp}	17,65

- Momento Fletor de Fendilhação

Em elementos de betão armado sujeitos a flexão é necessário o conhecimento do momento de fissuração como condição inicial para o estabelecimento das condições de cálculo, que podem ser em secção fissurada ou não. Uma vez que não é necessária grande precisão no momento de fendilhação este cálculo é efetuado de forma simplificada, sem homogeneização da secção, utilizando a expressão (4.29).

$$M_{cr} = \frac{f_{ctm} \cdot I}{y} \quad (4.29)$$

$$M_{cr} = 23,52 \quad \text{kN.m}$$

Deste cálculo pode-se concluir que apenas para a combinação característica se vai efetuar os cálculos em secção fendilhada, uma vez que para a combinação frequente e para a combinação quase-permanente o momento máximo é inferior ao momento de fendilhação.

- Limitações de tensões no betão e aço

O EC2 na cláusula 7.2 define um conjunto de tensões limites a considerar para o betão e para o aço, que são dadas pelas seguintes expressões (4.30) a (4.31).

$$\sigma_{c, \text{carac}} \leq k_1 \cdot f_{ck} = 21 \text{ MPa} \quad (4.30)$$

$$\sigma_{c, \text{qp}} \leq k_2 \cdot f_{ck} = 15.75 \text{ MPa} \quad (4.31)$$

$$\sigma_{s, \text{carac}} \leq k_3 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa} \quad (4.32)$$

As tensões no betão são calculadas nos instantes iniciais de vida da estrutura, uma vez que a rigidez do betão é máxima. Ao longo do tempo de vida da estrutura o betão vai

perdendo rigidez e assim os esforços são transferidos para o aço, logo as tensões máximas no aço ocorrem a tempo infinito.

É necessário determinar a posição do eixo neutro, x , para em seguida ser calculada a inércia da secção ativa em relação ao eixo neutro, sendo depois calculada a tensão instalada para o betão e aço para a combinação em estudo recorrendo as expressões (4.33) a (4.36) com os resultados apresentados na Tabela 4.14.

$$A_{s,hom} = \alpha \cdot A_s \quad (4.33)$$

$$\frac{1 \cdot x^2}{2} = A_{s,hom} \cdot y \quad (4.34)$$

y – Distância do eixo neutro á armadura tracionada

$$I_{en} = \frac{b \cdot x^3}{3} + A_{s,hom} \cdot (y)^2 \quad (4.35)$$

$$\sigma = \frac{M}{I} \cdot x \quad (4.36)$$

Tabela 4.14: Limite de tensões no betão e no aço

	α	$A_{s,hom} (m^2)$	$x (m)$	I_{en}	
					$\sigma_{c,carac} \leq 21 \text{ MPa}$
$\sigma_{c,carac}$	5,88	0,00665	0,037	8,70E-05	18,41
					$\sigma_{c,qp} \leq 15,75 \text{ MPa}$
$\sigma_{c,qp}$	5,88	0,00665	0,037	8,70E-05	5,53
					$\sigma_{s,carac} \leq 400 \text{ MPa}$
$\sigma_{s, carac}$	9,41	0,01065	0,045	1,27E-04	145,01

- Controlo de fendilhação

O controlo de fendilhação para o tabuleiro é feito para a combinação quase-permanente. Como já foi atrás referido o momento fletor máximo positivo para a esta combinação é de 13 kN.m, que é menor que o momento fletor de fendilhação, 23.52 kN.m, pelo que fica dispensado o cálculo uma vez que não vai existir abertura de fendas para a combinação de cálculo.

- Controlo da deformação

Para o controlo da deformação a combinação relevante é a combinação quase-permanente, e uma das alternativas para a verificação do estado limite de deformação é a

limitação da relação vão/altura. Segundo a clausula 7.4.2 do EC2 esta é calculada utilizando a expressão (4.37).

$$\frac{l}{d} = k \cdot \left[11 + 1.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3.2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \cdot \frac{310}{\sigma_s} \quad (4.37)$$

$$(l/d)_{\text{real}} = 11,43 \leq 38,96$$

4.1.2.7 Disposições construtivas

O cálculo da armadura mínima é feito de acordo com a expressão (4.38).

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d \geq 0.0013 \cdot b \cdot d \quad (4.38)$$

$$A_{s,min} = 0,000233 \geq 0,000182 \quad \text{m}^2/\text{m}$$

$$A_{s,adotado} = 0,00113 \quad \text{m}^2/\text{m}$$

Sendo o espaçamento dos varões calculado com base na expressão (4.39) e (4.40).

Em zonas com cargas concentradas ou nas zonas de momento fletor máximo:

$$S_{max,slabs} = \begin{cases} 2h \leq 250 \text{ mm (arm. principais)} \\ 3h \leq 400 \text{ mm (arm. distribuição)} \end{cases} \quad (4.39)$$

$$S_{max,slabs} = \begin{cases} 2 * 21 = 420 \leq 250 \text{ mm} \Rightarrow 250 \text{ mm} \\ 3 * 21 = 630 \leq 400 \Rightarrow 400 \text{ mm} \end{cases}$$

Nas restantes zonas:

$$S_{max,slabs} = \begin{cases} 3h \leq 400 \text{ mm (arm. principais)} \\ 3.5h \leq 450 \text{ mm (arm. distribuição)} \end{cases} \quad (4.40)$$

$$S_{max,slabs} = \begin{cases} 3 * 21 = 630 \leq 400 \text{ mm} \Rightarrow 400 \text{ mm} \\ 3.5 * 21 = 735 \leq 450 \Rightarrow 450 \text{ mm} \end{cases}$$

As armaduras de distribuição correspondem a pelo menos 20% das armaduras principais de flexão, segundo o descrito no EC2 9.3.1.1(2), assim sendo e como se pode observar na Tabela 4.15:

Tabela 4.15: Armadura principal e de distribuição

	Armadura principal (cm ² /m)	Adotada (Ø) (mm) / espaçamento (m)	Armadura de Distribuição necessária (cm ² /m)	Adotada (Ø) (mm) / espaçamento (m)	A _s (cm ² /m)
Armadura nas zonas dos apoios (momentos negativos)	11,31	12 0,10	2,26	8 0,20	2,51
Armadura na zona do vão (momentos positivos)	11,31	12 0,10	2,26	8 0,20	2,51

- Armaduras de bordo livre calculado conforme indicado na Figura 4.18.

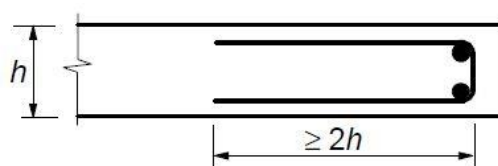


Figura 4.18: Armaduras de bordo livre

Para o caso em estudo o aconselhável é prolongar a armadura de momentos negativos e seguir a indicação da Figura 4.18, com uma extensão de 0.45 m > 2.h = 0.42 m.

4.1.3 Dimensionamento da Viga Pré-Fabricada

4.1.3.1 Secção Transversal da Viga

As vigas de suporte da laje são vigas pré-fabricadas e pré-esforçadas, pelo que para a definição da secção transversal da viga foi selecionada uma viga do que atualmente existe no mercado nacional de vigas pré-fabricadas.

A viga selecionada, apresentada na Figura 4.19, tem a seguinte secção transversal com as propriedades geométricas apresentadas na Tabela 4.16.

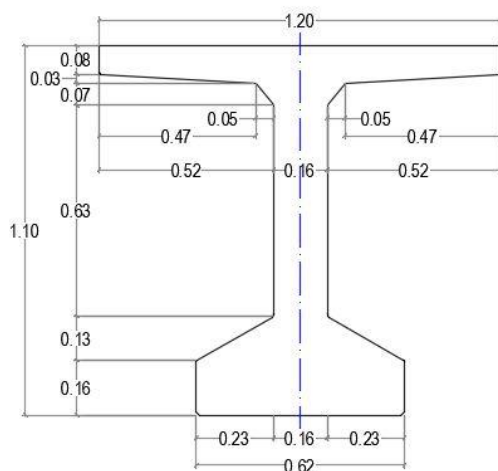


Figura 4.19: Secção Transversal da Viga

Tabela 4.16: Propriedades da secção transversal

Area	0,3878	m ²
Y_c	0,5696	m
I_x	0,0643	m ⁴
h_{max}	1,1	m
b_{banzo}	1,2	m
b_w	0,62	m
b_{alma}	0,16	m
Perimetro	5,1876	m

4.1.3.2 Quantificação das ações

Como foi referido no início do Capítulo 4.1, entre os vãos de 10 m do viaduto não existe continuidade entre as vigas, logo o estudo da viga é o de uma viga simplesmente apoiada. Para o dimensionamento da viga é necessário saber qual a ação das cargas permanentes provocadas pela laje e os seus componentes, para cada viga (Tabela 4.17), uma vez que a ação nas vigas dependerá se é uma viga interior ou uma viga de extremidade. Pelas Figuras 4.1 e 4.2 vê-se que a largura de influência para uma viga de extremidade é igual a 1.45 m, sendo que estas ainda estão afetadas pela carga provocada pelo passeio e vigas de bordadura. Para as vigas interiores a largura de influência é de 1.6 m.

Tabela 4.17: Ação da laje sobre as vigas

	Largura de influência (m)	Peso Proprio do tabuleiro (kN/m)	Pavimento (kN/m)	Viga de Bordadura, Guarda de Segurança e Passeio (kN/m)	Total (kN/m)
Viga de Extremidade	1,45	7,61	1,5	3,4	12,51
Viga Interior	1,6	8,4	1,5	0	9,90

As restantes cargas permanentes correspondem a 9.70 kN/m.

A Figura 4.20 apresenta as cargas permanentes totais.

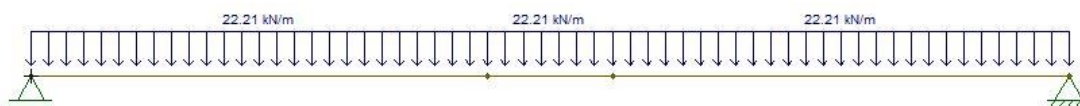


Figura 4.20: Cargas permanentes

As sobrecargas sobre a viga são as do modelo de carregamento 1 (LM1) do EC1, sendo que agora é feito o estudo longitudinalmente. Para tal, é necessário conhecer o valor máximo da reação nos apoios no estudo transversal, apresentados na Tabela 4.18.

Tabela 4.18: Reações nos Apoios (transversalmente)

	Reação no Apoio (kN)
TS	160,8
UDL	17,9

Destes resultados, pode-se afirmar que a sobrecarga TS longitudinalmente representa 2 cargas pontuais (Figura 4.21), cada uma no valor de 160.8 kN, enquanto a sobrecarga UDL longitudinalmente representa uma carga distribuída (Figura 4.22) com o valor de 17.9 kN/m.

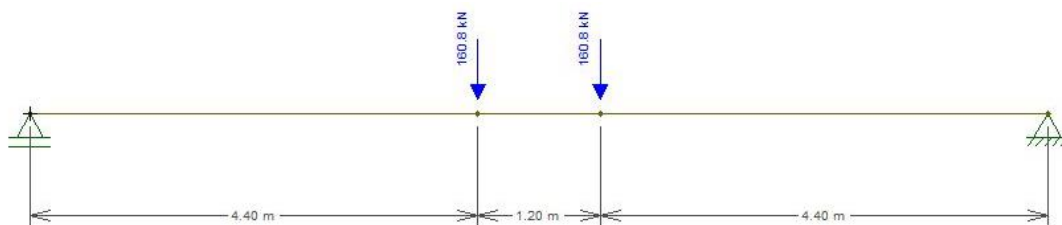


Figura 4.21: Sobrecarga TS

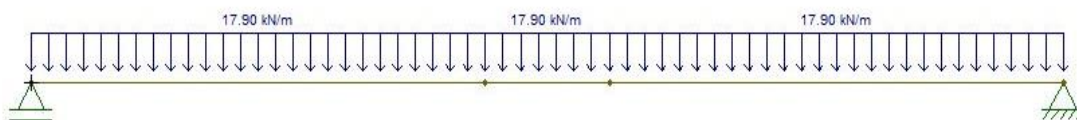


Figura 4.22: Sobrecarga UDL

4.1.3.3 Materiais

No dimensionamento da viga pré-fabricada foram considerados os materiais apresentados na Tabela 4.19 com as seguintes propriedades:

Tabela 4.19: Propriedades dos materiais da viga

Betão	C40/50	
f_{ck}	40	MPa
f_{cd}	26,6667	MPa
f_{ctm}	3,5	MPa
E_{cm}	35	GPa

Aço	A500	
f_{yk}	500	MPa
f_{yd}	434,783	MPa
E_s	200	GPa

Cabo Pré-esforço	Ap 1860/1670	
f_{pk}	1860	MPa
$f_{p0,1k}$	1670	MPa
E_p	195	GPa
f_{pd}	1452,17	MPa

4.1.3.4 Pré-Esforço

As armaduras de pré-esforço são pré-tensionadas em fábrica, apresentando o cabo um traçado parabólico ao longo do comprimento da viga. O aço dos cabos de pré-esforço é um aço de baixa relaxação com 10% de perdas instantâneas (ΔP_0) e 10% de perdas diferidas (ΔP_∞). É considerado que na secção a meio vão, a mais desfavorável, o cabo de pré-esforço está a uma distância de 0.15 m da fibra extrema inferior da viga.

Devido á classe de exposição ambiental (XS3) é necessário verificar o estado limite de descompressão para a combinação de ações frequente, expressão (4.24), segundo o que está indicado no EC2 Quadro 7.1N.

Para a verificação do estado limite de descompressão tem de ser verificadas as seguintes condições:

$$t = t_0 \rightarrow \sigma_c \leq 0 \quad (4.41)$$

$$t = t_\infty \rightarrow \sigma_c \leq 0 \quad (4.42)$$

Nesta verificação é necessário garantir que todas as fibras da secção transversal se encontrem comprimidas, sendo esta uma opção mais conservativa em relação ao disposto no EC2 (EC2, 2004).

- Verificação do estado limite de descompressão

Para $t = t_0$, ou seja, no instante de aplicação do pré-esforço, é considerado que as cargas mobilizadas correspondem ao peso próprio da viga e a 50% das restantes cargas permanentes, assumindo-se ainda que o valor do pré-esforço inicial (P_0) é calculado após a dedução das perdas instantâneas, mas sem incorporar as perdas diferidas.

Para $t = t_\infty$, a verificação do estado limite de descompressão é realizada para a combinação frequente de ações, determinando-se o valor final do pré-esforço (P_∞), ou seja, após a dedução das perdas instantâneas e das perdas diferidas.

Para esta condição, expressão (4.41), o estudo na secção é realizado para a fibra extrema superior da secção, e para a condição, expressão (4.42), é realizado para a fibra extrema inferior da secção, onde é necessário garantir que não existe um excesso de tração nas fibras superior / inferior, de forma a não ultrapassar o valor médio da tensão de rotura do betão (f_{ctm}), impedindo assim a sua fendilhação.

$$t = t_0 \rightarrow \sigma_c^{sup} \leq 0 \Rightarrow \frac{-P_0}{A} + \frac{P_0 \cdot e}{I} \cdot v_{sup} - \frac{M}{I} \cdot v_{sup} \leq 0 \quad (4.43)$$

$$t = t_\infty \rightarrow \sigma_c^{inf} \leq 0 \Rightarrow \frac{-P_\infty}{A} - \frac{P_\infty \cdot e}{I} \cdot v_{inf} + \frac{M}{I} \cdot v_{inf} \leq 0 \quad (4.44)$$

em que:

- P_0 força de pré-esforço aplicada na secção;
- A área transversal da viga;
- I inércia da viga
- M momento aplicado ao nível do centro de gravidade;
- e excentricidade da armadura de pré-esforço em relação a y_G ;
- $v_{inf, sup}$ distância do centro de gravidade da secção à fibra inferior / superior.

A Tabela 4.20 apresenta o valor do pré-esforço inicial máximo e mínimo a ser aplicado na viga.

Tabela 4.20: Dimensionamento do pré-esforço

	M_{max} (kN.m)	A (m ²)	I (m ⁴)	e (m)	$v_{inf, sup}$ (m)	$P_0 \leq$ (kN)
$t = t_0$	199,39	0,3878	0,0643	0,4196	0,5304	1863,59
						$P_0 \geq$ (kN)
$t=t_\infty$	743,19	0,3878	0,0643	0,4196	0,5696	1161,92

Desta forma, para que o estado limite de descompressão seja verificado o valor inicial do pré-esforço (P_0), deve estar entre 1161.92 kN e 1863.59 kN.

Para o dimensionamento das armaduras de pré-esforço (número de cordões) aplicou-se as expressões (4.45) a (4.47).

$$P_{max} = \frac{P_0}{1 - \Delta P_0} \quad (4.45)$$

$$\sigma_{P_{max}} = \min(0.8 \cdot f_{pk}; 0.9 \cdot f_{p \ 0.1k}) \quad (4.46)$$

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{P_{max}} \quad (4.47)$$

Tabela 4.21: Número de cordões no cabo de pré-esforço

P_{max} (kN)	σ_{pmax} (MPa)	A_p (cm ²)	$A_{p/cordao}$ (cm ²)	Nº de cordões	
1291,024	1488	8,676	1,5	5,78	6

É necessário para a viga, 1 cabo com 6 cordões (Tabela 4.21), que vai provocar um pré-esforço máximo de $P_{max} = 1339.2$ kN.

É ainda necessário verificar a seguinte condição do EC2:

$$\sigma_{P_0} = \min\{0.75 \cdot f_{pk}; 0.85 \cdot f_{p \ 0.1k}\} = 1395 \text{ MPa} \quad (4.48)$$

$$\sigma_{P_0} = \frac{P_0}{A_p} = 1339.2 \text{ MPa} \quad (4.49)$$

Uma vez que o valor é menor que 1395 MPa, cumpre o estabelecido no EC2, podendo então adotar-se a armadura pretendida, 1 cabo com 6 cordoes, com $A_p = 9 \text{ cm}^2$ e $P_{max} = 1339.2$ kN.

- Fuso limite e traçado do cabo

O valor da força de pré-esforço:

$$P_0 = (1 - \Delta P_0) \cdot P_{max} = 1205.28 \text{ kN} \quad (4.50)$$

$$P_\infty = (1 - \Delta P_\infty) \cdot P_0 = 1084.75 \text{ kN} \quad (4.51)$$

Para $t = t_0$, e considerando a fibra para o controlo de tensões a fibra extrema superior da secção, temos:

$$\sigma_c^{sup} \leq 0 \Rightarrow \frac{-P_0}{A} + \frac{P_0 \cdot e(x)}{I} \cdot v_{sup} - \frac{M}{I} \cdot v_{sup} \quad (4.52)$$

$$V(x) = 76.76 - 15.95 \cdot x \quad (4.53)$$

$$M(x) = 76.76 \cdot x - \frac{15.95}{2} \cdot x^2 \quad (4.54)$$

$$e(x) \leq -0.313 + 0.0662 \cdot x - 0.00662 \cdot x^2 \quad (4.55)$$

Para $t = t_{\infty}$, considera-se a fibra extrema inferior da secção para o controlo de tensões.

Neste sentido:

$$\sigma_c^{inf} \leq 0 \Rightarrow \frac{-P_{\infty}}{A} - \frac{P_{\infty} \cdot e}{I} \cdot v_{inf} + \frac{M}{I} \cdot v_{inf} \quad (4.56)$$

$$M(x) = 271.84 \cdot x - 11.10 \cdot x^2; 0 \leq x < 4.4 \quad (4.57)$$

$$M(x) = 707.5 + 111.04 \cdot x - 11.10 \cdot x^2; 4.4 \leq x \leq 5.6 \quad (4.58)$$

$$M(x) = 1608 - 49.76 \cdot x - 11.10 \cdot x^2; 5.6 < x \leq 10 \quad (4.59)$$

$$e(x) = 0.291 + 0.251 \cdot x - 0.010 \cdot x^2; 0 \leq x < 4.4 \quad (4.60)$$

$$e(x) = 0.943 + 0.10 \cdot x - 0.010 \cdot x^2; 4.4 \leq x \leq 5.6 \quad (4.61)$$

$$e(x) = 1.77 - 0.046 \cdot x - 0.010 \cdot x^2; 5.6 < x \leq 10 \quad (4.62)$$

Para o traçado do cabo (Figura 4.23) é considerado que este tem um traçado parabólico, e a excentricidade do mesmo é nula nos apoios e máxima na secção a meio vão. Tendo em consideração estas condições, obtém-se a seguinte expressão (4.63) para o cabo de pré-esforço:

$$y = -0.0168 \cdot x^2 + 0.1678 \cdot x \quad (4.63)$$

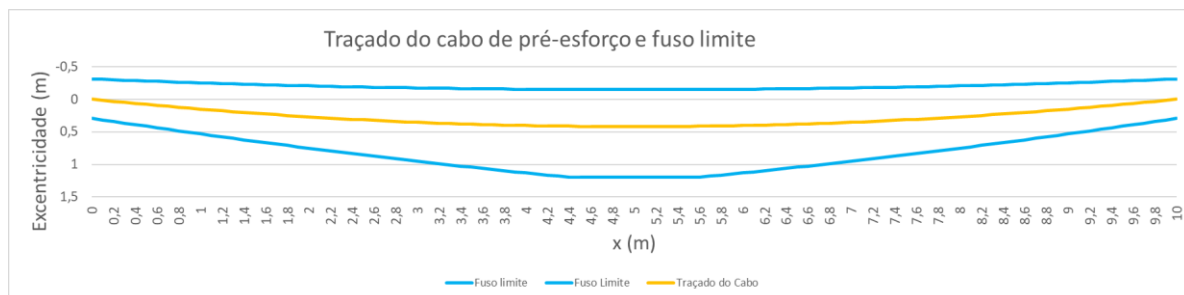


Figura 4.23: Traçado do cabo de pré-esforço e fuso limite

4.1.3.5 Verificação aos Estado Limite Último

- Verificação da segurança á flexão (armaduras passivas)

O cálculo das armaduras passivas é realizado na secção de momento máximo, a que corresponde, no caso em estudo, à secção a meio vão (Figura 4.24).

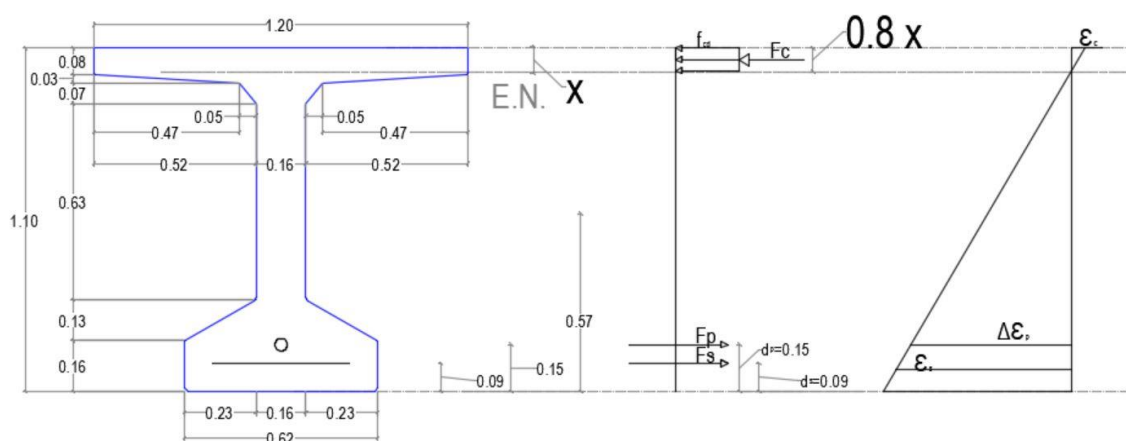


Figura 4.24: Secção a meio vão

Os materiais utilizados no dimensionamento têm as seguintes propriedades físicas:

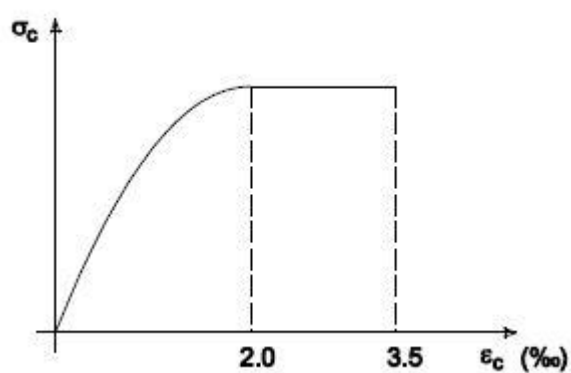


Figura 4.25: Relação tensão - extensão para o betão

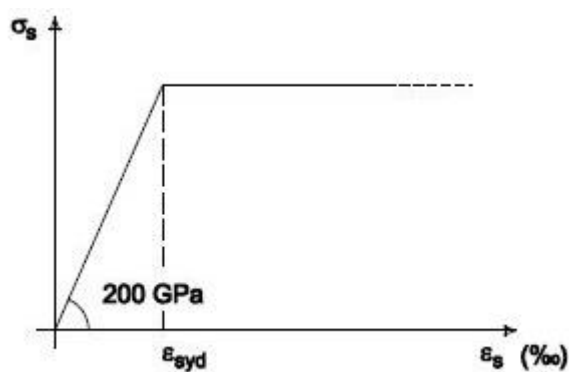


Figura 4.26: Relação tensão - extensão para o aço das armaduras passivas

As armaduras de aço encontram-se em cedência caso seja ultrapassado o limite calculado na expressão (4.64).

$$\varepsilon_{syd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 2.175\text{‰} \quad (4.64)$$

As armaduras estão em cedência se $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{syd}$.

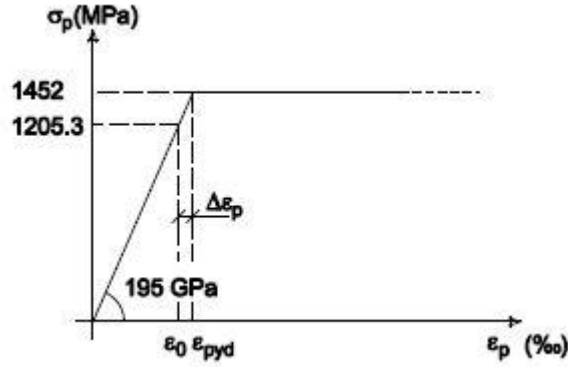


Figura 4.27: Relação tensão - extensão para o cabo de pré-esforço

$$\varepsilon_{pyd} = \frac{f_{pd}}{E_p} = 7.447\text{‰} \quad (4.65)$$

$$\sigma_{p\infty} \cong (1 - \Delta P_{\infty}) \cdot (1 - \Delta P_0) \cdot 0,8 \cdot 1860 = 1205.3 \text{ MPa} \quad (4.66)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{\sigma_{p\infty}}{E_p} = 6.18\text{‰} \quad (4.67)$$

As armaduras estão em cedência se $\Delta \varepsilon_p \leq \varepsilon_{pyd} - \varepsilon_0 = 1.226\text{‰}$.

Na secção a meio vão, o momento máximo de cálculo vale $M_{Ed} = 1771.55 \text{ kN.m}$.

As condições iniciais para o cálculo do momento resistente da secção são as seguintes: é admitido que o eixo neutro está no banzo; e que a secção atinge a rotura quando:

$$\varepsilon_s \geq \varepsilon_{syd} \rightarrow \sigma_s = f_{syd}$$

$$\varepsilon_p \geq \varepsilon_{pyd} \rightarrow \sigma_p = f_{pyd}$$

Para o cálculo das armaduras passivas e do momento resistente é necessário saber a posição do eixo neutro, x (Tabela 4.23), fazendo um equilíbrio de momentos, e validar as condições iniciais (Tabela 4.24).

$$F_c(h - d_s - 0,4x) - F_p(d_p - d_s) = M_{Ed} \quad (4.68)$$

$$F_c = f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 x \quad (4.69)$$

$$F_s = f_{yd} \cdot A_s \quad (4.70)$$

$$F_p = f_{pd} \cdot A_p \quad (4.71)$$

Tabela 4.22: Posição do eixo neutro

F_c	25600.x	kN
F_p	1306,96.x	kN
h	1,1	m
d_s	0,09	m
d_p	0,15	m
M_{Ed}	1771,55	kN.m
x	0,074	m

Tabela 4.23: Verificação das condições iniciais

Condições iniciais	$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu2} = 3,5\%$			
	$\varepsilon_s \geq \varepsilon_{syd}$	44,46‰	\geq	2,175‰
	$\Delta\varepsilon_p \geq \varepsilon_{pyd}$	41,62‰	\geq	1,226‰

O eixo neutro encontra-se no banzo da viga, $x = 0.074 \text{ m} < b_{\text{banzo}} = 0.08 \text{ m}$.

Para dimensionar as armaduras passivas é necessário saber a força instalada, fazendo-se um equilíbrio de forças como indica a expressão (4.72).

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow F_c = F_p + F_s \quad (4.72)$$

$$A_s = 13,33 \text{ cm}^2$$

Devido a necessidade de cumprir as verificações em serviço, o que será demonstrado no subcapítulo 4.1.2.6, é adotada a armadura seguinte: 7Ø25 ($A_s = 34.36 \text{ cm}^2$).

A distancia entre varões é:

$$s = \frac{b_w - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_{\text{estribos}} - n^{\circ} \text{varões} \cdot \phi_{\text{arm.long}}}{n^{\circ} \text{varões} - 1} \quad (4.73)$$

$$s_{\min} = \min\{k_1 \cdot \phi; d_g + k_2; 20\text{mm}\} \quad (4.74)$$

e adotando estribos de Ø8 mm;

$$s = 41,5 \text{ mm}$$

$$s_{\min} = 20 \text{ mm}$$

sendo que a área de armadura mínima e máxima imposta pelo EC2:

$$A_{s, \min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (4.75)$$

$$A_{s, \max} = 0,04 \cdot A_c \quad (4.76)$$

A Tabela 4.24 apresenta os resultados dos cálculos da armadura mínima, máxima e a adotada.

Tabela 4.24: Área de armadura mínima, adotada e máxima.

$A_{s, \min}$	$A_{s, \text{adotado}}$	$A_{s, \max}$
22,06	✓ 34,36	155,12

- Verificação da segurança ao esforço transversal

O esforço transversal que atua numa determinada secção é a soma do esforço transversal devido às cargas aplicadas à estrutura com a soma do esforço transversal devido ao pré-esforço (V_{PE}) instalado, que é calculado com base nas expressões (4.77) e (4.78)

$$V_{Ed} = V_{Ed}^{car. ext} + V_{PE} \quad (4.77)$$

$$V_{PE} = P \cdot tg\alpha(x) = 1084,75 \cdot tg(x) \quad (4.78)$$

O esforço transversal é calculado quando a sobrecarga TS se encontra à distância d do apoio, obtendo-se assim o valor apresentado na Tabela 4.25.

Tabela 4.25: Esforço transversal atuante

d (m)	$V_{Ed}^{car. ext}$ (kN)	V_{PE} (kN)	V_{Ed} (kN)
1,01	632,5	-145,29	487,21

Sem armaduras de esforço transversal, a capacidade resistente ao esforço transversal é calculada com base nas expressões (4.79) e (4.80) e apresentada nos resultados na Tabela 4.26.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (4.79)$$

$$\geq [v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd} \quad (4.80)$$

Tabela 4.26: Esforço transversal resistente

A_s (cm ²)	ρ_l	$C_{Rd,c}$	$k \leq 2$	k_1	$\sigma_{cp} < 0,2 f_{cd}$ (MPa)	
34,36	0,5487%	0,12	1,44	0,15	2,80	5,333

$V_{Rd,c} \geq v_{min} \cdot b_w \cdot d$	$V_{Rd,c}$ (kN)	V_{Ed} (kN)
566,75	503,51	487,21

Como $V_{Rd,c} > V_{Ed}$, não é necessário dimensionar armaduras de esforço transversal, sendo que apenas é necessário garantir a armadura mínima. Utilizando a expressão (4.19) e (4.20) para o cálculo da armadura mínima e espaçamento máximo longitudinal respetivamente, e considerando um varão de Ø8 mm, temos:

$$A_{sw,min} / s = 0,000162 \quad m^2/m$$

$$\varnothing 8 - A_s = 1,01 \text{ (2 ramos)}$$

$$s = 0,62 \quad m$$

$$S_{l,max} = 0,7575 \quad m$$

É adotado a seguinte armadura: $\varnothing 8 // 0.30 \text{ m}$, ou seja, $A_s = 3.36 \text{ cm}^2/m$.

- A verificação da tensão máxima de compressão nas bielas é realizada conforme indicado nas expressões (4.81) a (4.83).

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (4.81)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{P_{\infty}}{A_c} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \quad (4.82)$$

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \quad (4.83)$$

De acordo com o EC2, no caso de a alma conter bainhas injetadas de diâmetro $\varnothing_{bainha} > \frac{b_w}{8}$, então o esforço transversal resistente (Tabela 4.27) deve ser calculado com base numa espessura nominal da alma conforme indica a expressão (4.84).

$$b_{w,mon} = b_w - 0.5 \cdot \sum \varnothing \quad (4.84)$$

Tabela 4.27: Resistência máxima de compressão nas bielas

σ_{cp} (KPa)	α_{cw}	\varnothing_{bainha} (mm)	$\varnothing_{bainha} > b_w/8$ (mm)	$b_{w,nom}$ (m)	$v_1 = v$	$V_{Rd,max}$ (kN)
2797,19	1,105	65	65	20	0,128	593,47

Conforme indicado no EC2, deve-se verificar que o esforço transversal no apoio não excede $V_{Rd,max}$ (Tabela 4.28).

$$V_{Ed}(x=0) = V_{Ed}^{car.ext} + V_{PE} \quad (4.85)$$

Tabela 4.28: Esforço transversal máximo no apoio

x (m)	$V_{Ed}^{car.ext}$ (kn)	V_{PE} (kN)	V_{Ed} (kN)
0	737,7	-182,06	555,64

Esta verificada a segurança, isto porque $V_{Ed} = 555.64 \text{ kN} < V_{Rd,max} = 593.47 \text{ kN}$.

4.1.3.6 Verificação ao Estado Limite de Utilização

O valor do pré-esforço e o traçado do cabo são usualmente obtidos de modo a satisfazer as condições de segurança em serviço.

O processo de cálculo para estas verificações já foi apresentado no subcapítulo 4.1.2.6, pelo que aqui apenas irão ser apresentados os resultados dessa verificação.

- Combinações SLS Relevantes

Tabela 4.29: Momentos máximos positivos para as combinações SLS

	Combinação Característica	Combinação Frequente	Combinação Quase-Permanente
Momento Máximo Positivo (kN.m)	1208,79	743,19	556,95

- Coeficientes de homogeneização

Para $t = 28$ dias

$$\begin{array}{lll} \varphi(t, 0) & 0 & \\ E_{c, eff} & 35 & \text{GPa} \\ \alpha & 5,71 & \end{array}$$

Para $t = \infty$

$$\varphi(t, 28d) = 1,8$$

		$E_{c, eff}$			
$\varphi_{eff, carac}$	0,83	19,13	GPa	α_{carac}	10,45
$\varphi_{eff, freq}$	1,35	14,90	GPa	α_{freq}	13,42
$\varphi_{eff, qp}$	1,80	12,50	GPa	α_{qp}	16,00

- Momento Fletor de Fendilhação

$$M_{cr} = 395,10 \text{ KN.m}$$

Neste caso como o momento fletor de fendilhação é inferior aos momentos de cálculo para as combinações SLS, sendo assim as verificações são realizadas considerando a secção fendilhada.

- Limitações de tensões no betão e aço

O EC2 na cláusula 7.2 define um conjunto de tensões limites a considerar para o betão, para o aço e para o aço do cabo de pré-esforço que são apresentadas nas expressões (4.86) a (4.89), com o resultado da verificação na Tabela 4.30.

$$\sigma_{c, carac} \leq k_1 \cdot f_{ck} = 24 \text{ MPa} \quad (4.86)$$

$$\sigma_{c, qp} \leq k_2 \cdot f_{ck} = 18 \text{ MPa} \quad (4.87)$$

$$\sigma_{s, carac} \leq k_3 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa} \quad (4.88)$$

$$\sigma_{p,carac} \leq k_5 \cdot f_{pk} = 1395 \text{ MPa} \quad (4.89)$$

Tabela 4.30: Limitação de tensões no betão, aço e pré-esforço

	α	$A_{s,hom} \text{ (m}^2\text{)}$	$A_{p,hom} \text{ (m}^2\text{)}$	$x \text{ (m)}$	$I_{en} \text{ (m}^4\text{)}$	
$\sigma_{c,carac}$	5,71	0,01963	0,00514	0,210	1,57E-02	$\sigma_{c,carac} \leq 24 \text{ MPa}$
						16,16
$\sigma_{c,qp}$	5,71	0,01963	0,00514	0,210	1,57E-02	$\sigma_{c,qp} \leq 18 \text{ MPa}$
						7,45
$\sigma_{s, carac}$	10,45	0,03592	0,00941	0,292	2,30E-02	$\sigma_{s,carac} \leq 400 \text{ MPa}$
						394,75
$\sigma_{p, carac}$	10,45	0,03592	0,00941	0,292	2,30E-02	$\sigma_{p,carac} \leq 1395 \text{ MPa}$
						361,76

- Controlo de fendilhação

Neste caso, é dispensado o cálculo uma vez que o pré-esforço foi determinado para o estado limite de descompressão, pelo que fica garantido que não vai existir fendilhação.

- Controlo da deformação

$$(l/d)_{real} = 9,90 \leq 51,82$$

4.1.3.7 Armaduras no banzo superior

Na viga em estudo existe a necessidade da colocação de armaduras que não foram contabilizadas no cálculo dos momentos resistentes, trata-se apenas de armadura construtiva. Um exemplo disso é a necessidade de colocação de armadura longitudinal no banzo superior da viga.

Na Figura 4.28 segue uma representação esquemática das armaduras na zona da secção a meio vão.

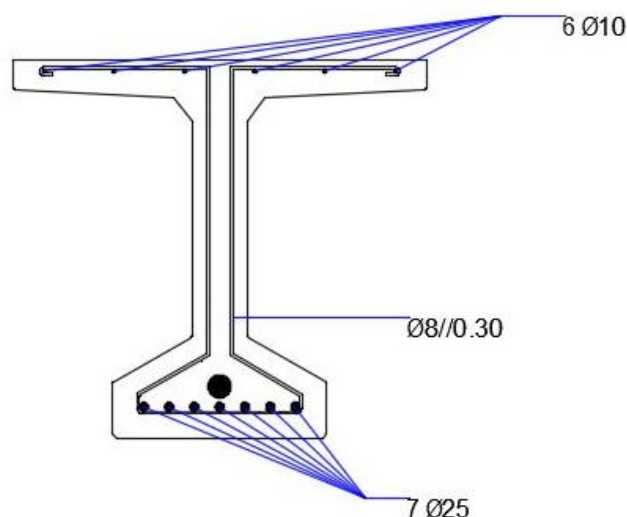


Figura 4.28: Representação esquemática das armaduras na secção a meio vão

4.1.4 Estudo da Secção Total

4.1.4.1 Armaduras de Ligação Laje - Viga

Devido às diferentes idades no betão da viga e no betão da laje, geram-se tensões tangenciais ao nível da interface dos dois betões, como está representado na Figura 4.29.

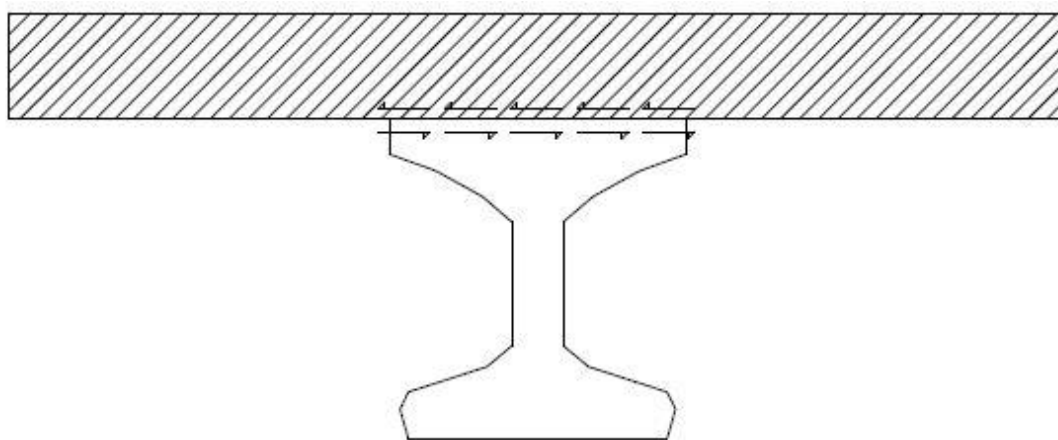


Figura 4.29: Corte na interface entre os betões

De forma a impedir o corte na junta de betonagem, deve ser dimensionada uma armadura sob a forma de estribos verticais que atravessem ambos os betões (Tabela 4.31 e 4.32), e conforme esta indicado no EC2 deve cumprir a condição da expressão (4.90) (EC2, 2004).

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \quad (4.90)$$

onde

v_{Edi} valor de cálculo da tensão tangencial na junta

v_{Rdi} valor de cálculo da tensão tangencial resistente na junta

em que:

$$v_{Edi} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{z \cdot b_i} \quad (4.91)$$

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (4.92)$$

sendo:

- β relação entre o esforço longitudinal na secção de betão novo e o esforço longitudinal total na zona de compressão ou na zona de tração, ambos calculados na secção considerada;
- z braço do binário da secção composta;
- b_i largura da junta;
- c e μ coeficientes que dependem da rugosidade da junta;
- σ_n tensão devida ao esforço normal exterior mínimo na junta.

Tabela 4.31: Tensão tangencial na junta

Secções em estudo:		V_{Ed}	b_i (mm)	z (mm)	β	v_{Edi} (MPa)
S1:	Sobre o apoio:	555,64	800	1070,00	1	0,649
S2:	A 1/4 vão:	383,97	800	1100,00	1	0,436
S3:	A meio vão:	212,3	800	1146,30	1	0,232

Tabela 4.32: Armadura necessária em cada secção

S1:	$A_s =$	830,0472	mm^2/m
S2:	$A_s =$	270,7329	mm^2/m
S3:	$A_s =$	0	mm^2/m

A armadura é distribuída por bandas, entre S1 - S2 e S2 -S3, sendo que é adotada a armadura para cada banda indicada na Tabela 4.33.

Tabela 4.33: Armadura adotada para cada banda

	A_s (cm^2/m)	nº de ramos	ϕ (mm)	// (cm)	A_s (cm^2/m)
S1- S2	5,50	4	8	0,200	10,04
S2 - S3	1,35	4	8	0,300	6,72

As Figuras 4.30 e 4.31 apresentam uma comparação entre a armadura necessária e a armadura adotada, assim como os esforço atuante e o resistente com a armadura adotada, respetivamente.

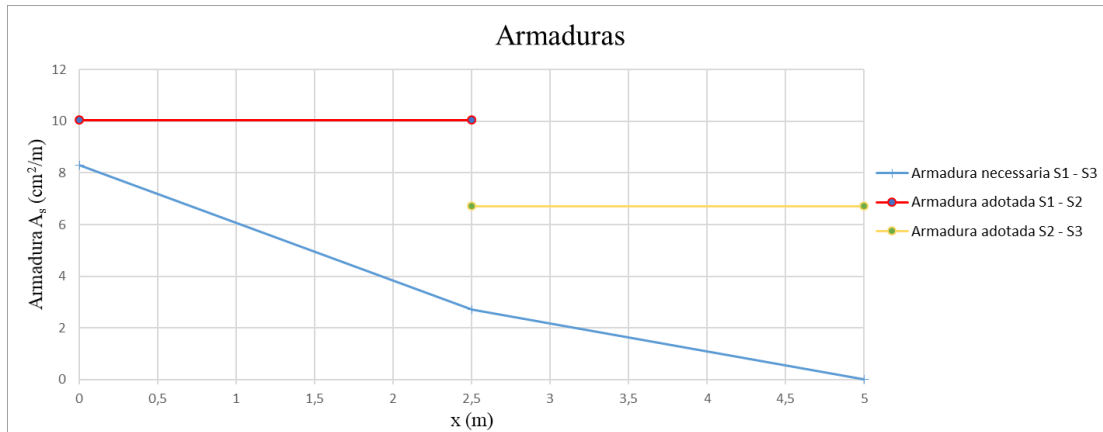


Figura 4.30: Armaduras necessária e adotada

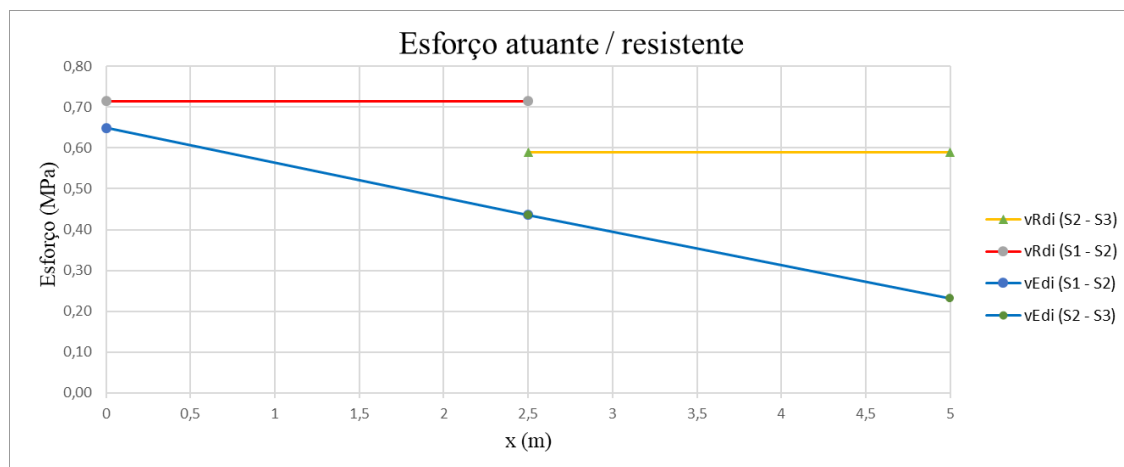


Figura 4.31: Esforços atuantes e resistentes

4.1.4.2 Redistribuição de esforços e tensões devido à fluência

Devido à existência de betões com características e idades diferentes, é necessário saber a evolução das tensões na secção transversal a meio vão. Para o cálculo dos diagramas de tensão é utilizada a seguinte expressão:

$$S_{\infty} = S_0 + (S_c - S_0) \cdot \frac{\varphi(\infty, t_0) - \varphi(t_c, t_0)}{1 + \chi \cdot \varphi(\infty, t_c)} \quad (4.93)$$

em que:

- S_{∞} Esforços a tempo infinito
- S_0 Esforços no final do processo construtivo
- S_c Esforços que se obteriam se a estrutura fosse construída sobre cimbra
- t_0 Idade do betão no instante de aplicação da carga
- t_c Idade do betão para a qual se produz a alteração das condições de apoio
- χ Coeficiente de envelhecimento (considera-se o valor de 0.80)

e onde foi considerado que:

$$\varphi(\infty, t_0) = 1.5$$

$$\varphi(\infty, t_0) - \varphi(90, t_0) = 0.90$$

Uma vez que a secção transversal é composta por betões diferentes com idades diferentes é necessário homogeneizar a secção num único material, com as mesmas características conforme indicado nas Tabelas 4.34 e 4.35.

Tabela 4.34: Características da secção da Viga

A	0,3878	m ²
Y _c	0,5696	m
I _x	0,0643	m ⁴
h	1,1	m
w _{sup}	0,1212	m ³
w _{inf}	0,1129	m ³
e _p	0,4196	m

Tabela 4.35: Características da secção composta

A	0,7238	m ²
Y _c	0,86452	m
I _x	0,13821	m ⁴
h	1,31	m
w _{sup}	0,3102	m ³
w _{inf}	0,1599	m ³
e _p	0,71452	m

Para o cálculo da tensão utiliza-se a expressão (4.94).

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{w} \quad (4.94)$$

em que:

M _{pp}	277,59	kN.m
N _{Pe}	1339,20	kN
M _{Pe}	561,93	kN.m

O diagrama de tensões instaladas na secção a meio vão a tempo infinito devido ao peso próprio da estrutura e ao pré-esforço é o apresentado na Figura 4.32.

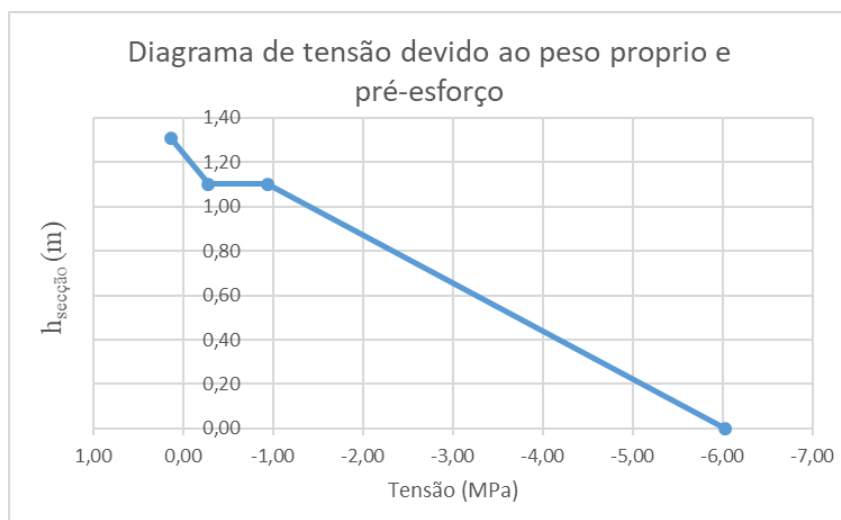


Figura 4.32: diagrama de tensões devido ao peso próprio e pré-esforço

É necessário também conhecer os diagramas de tensões finais, isto é, adicionar ao diagrama anterior o efeito da sobrecarga para cada uma das combinações (característica, frequente e quase-permanente), que estão apresentados nas Figuras 4.33, 4.34 e 4.35.

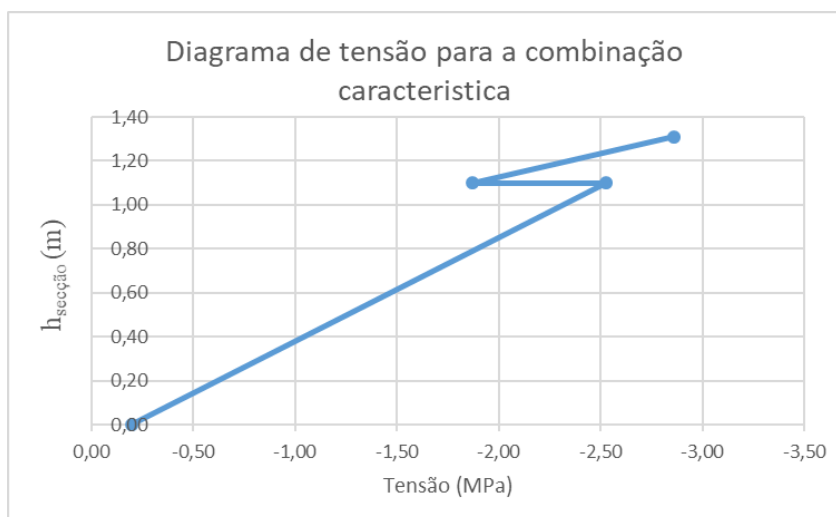


Figura 4.33: Diagrama de tensões para a combinação característica

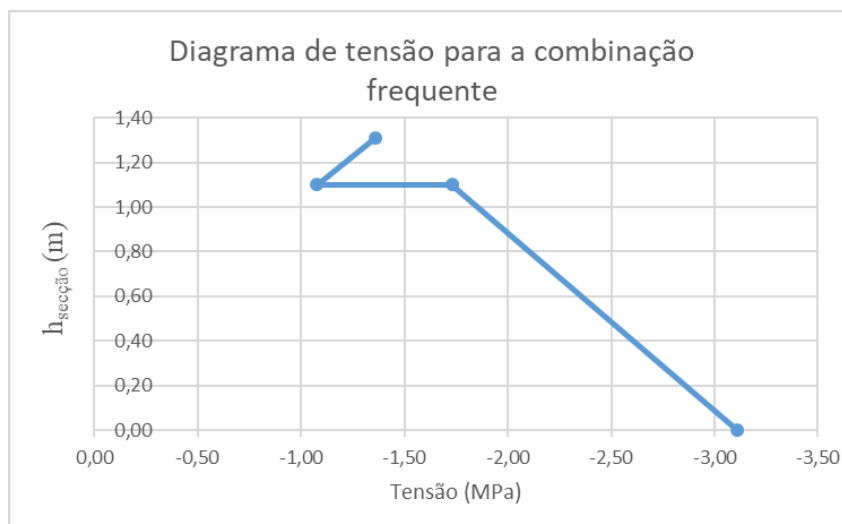


Figura 4.34: Diagrama de tensões para a combinação frequente

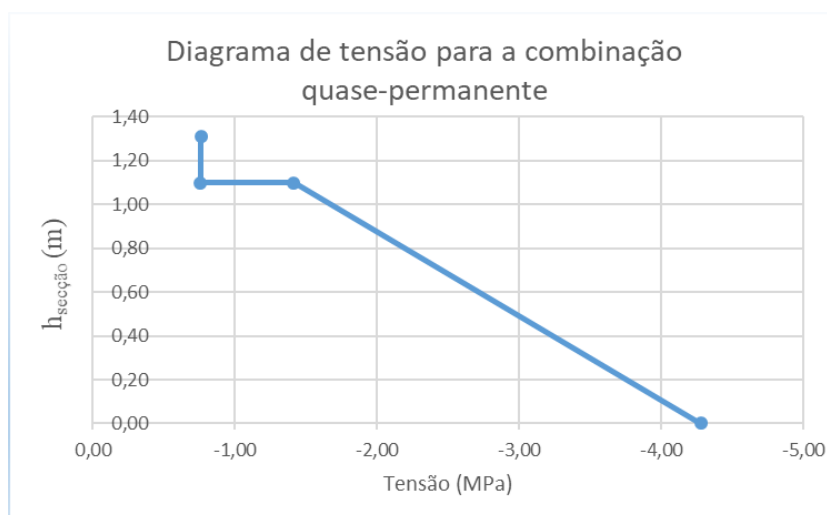


Figura 4.35: Diagrama de tensões para a combinação quase-permanente

Como se pode verificar pelos diagramas de tensões finais, para qualquer das combinações o valor de f_{ctm} nunca é ultrapassado, e apenas existem compressões na secção. Então a secção não vai fendilhar, como também já foi referido na verificação aos estados limites de utilização.

4.2 Solução 2: Estrutura Mista

A segunda solução corresponde a uma estrutura mista, em que o tabuleiro do viaduto é constituído por uma laje de betão armado betonado *in situ*, e por vigas metálicas. Nesta solução as condições de apoio das vigas são as mesmas da solução 1, i.e., estas ficam apoiadas nas vigas do Terminal Marítimo, sendo que nesta solução é considerado que existe continuidade (ligação) entre as vigas de cada vão de 10 m. As Figuras 4.36 e 4.37

demonstram o perfil transversal do Terminal e do Viaduto nas duas zonas de larguras diferentes, a primeira com 4.50 m de largura e a segunda com 7.70 m de largura.

A Estrutura Mista foi dimensionada com o auxílio de software de cálculo automático como, o *PowerConnect*, o *ArcelorMittal Composite Bridge Predesign Software ACOBRI* e o *Autodesk Robot Structural Analysis*.

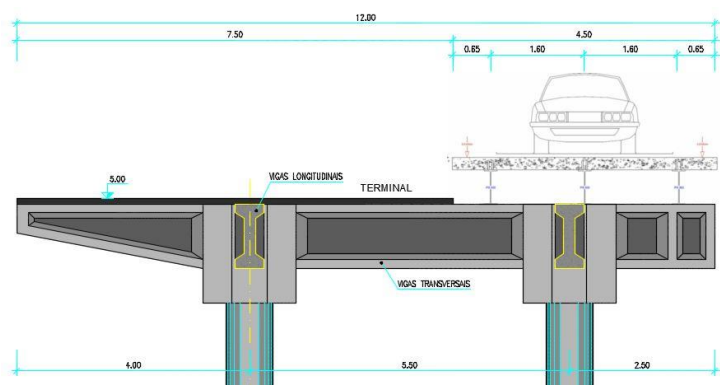


Figura 4.36: Perfil transversal (estrutura mista)

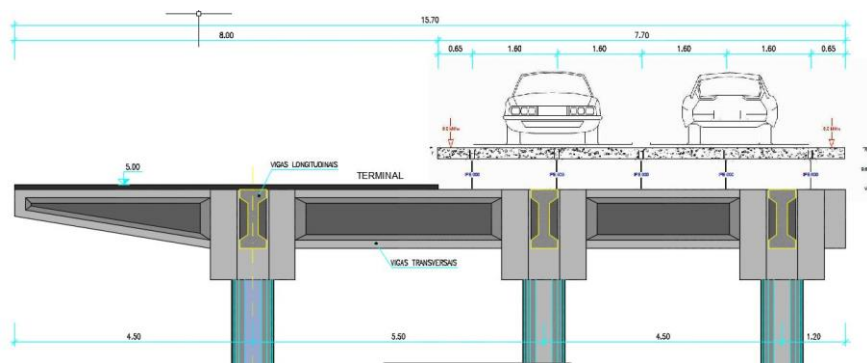


Figura 4.37: Perfil transversal (Estrutura mista - zona de alargamento)

4.2.1 Dimensionamento da laje do tabuleiro

Vai ser considerado que para a estrutura mista a laje é igual á da estrutura em betão, pelo que não vai ser descrito todo processo de cálculo e correspondentes resultados, uma vez que estes foram apresentados no subcapítulo 4.1.2.

4.2.2 Dimensionamento da Viga em Aço

4.2.2.1 Quantificação de Ações

As ações da laje sobre as vigas foram quantificadas no subcapítulo 4.1.3.2, sendo apresentadas as ações das cargas permanentes sobre as vigas na Tabela 4.17, e das sobrecargas na Tabela 4.18.

As Figuras 4.38 a 4.40 apresentam o esquema de carregamento das vigas assumindo a continuidade entre as vigas dos vãos.

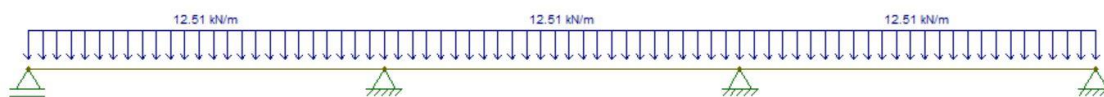


Figura 4.38: Cargas permanentes

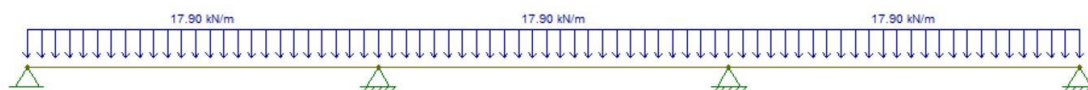


Figura 4.39: Sobrecarga UDL

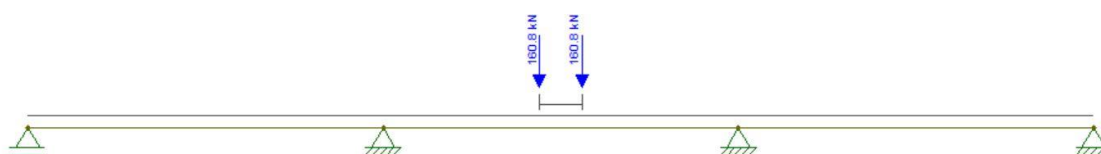


Figura 4.40: Sobrecarga TS

4.2.2.2 Pré-dimensionamento da Viga

Para a viga metálica irá ser considerado a utilização de um aço da classe S355, e escolhido um perfil IPE das tabelas técnicas de Perfis Metálicos. Para o pré-dimensionamento é considerada uma distribuição elástica dos esforços. A Figura 4.41 apresenta a envolvente de momentos fletores.

Desta forma, e considerando as expressões (4.95) e (4.96):

$$M_{Ed} \leq M_{el,Rd} \quad (4.95)$$

$$M_{Rd,el} = w_{el} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \quad (4.96)$$

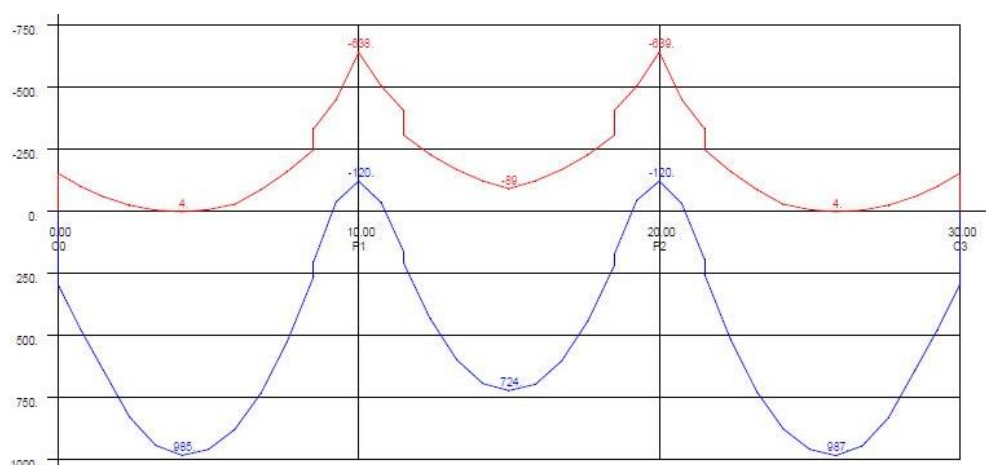


Figura 4.41: Diagrama da envolvente de momentos para ULS

$$w_{el} = \frac{0,00278 \text{ m}^3}{2780,28 \text{ cm}^3}$$

Após a consulta das tabelas técnicas dos Perfis Metálicos, optou-se pela escolha do perfil IPE 600, em que o $W_{el} = 3070 \text{ cm}^3$, com a secção da classe 1, pelo que é possível fazer uma análise global elástica ou plástica. Esta secção apresenta as propriedades indicadas na Tabela 4.36.

Tabela 4.36: Propriedades do perfil IPE 600

A	156	cm ²
b	220	mm
t _f	19	mm
t _w	12	mm
r	24	mm
h _w	600	mm
I _y	92080	cm ⁴

4.2.2.3 Verificação ao esforço transversal

Numa estrutura mista a resistência ao esforço transversal tem a contribuição da laje de betão e da viga metálica. No entanto, como a resistência da laje é reduzida em comparação com a resistência da viga, esta é desprezada. Assim a resistência ao esforço transversal é dada pela expressão (4.97)

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} \Rightarrow V_{Rd,pl} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} / \gamma_{M_0} \quad (4.97)$$

em que a área de corte, A_v , para perfis I laminados é calculado como indica a expressão (4.98).

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f \geq \eta \cdot h_w \cdot t_w \text{ em que } \eta = 1.2 \quad (4.98)$$

$$A_v = 83,8 \text{ cm}^2$$

$$V_{Ed} = 528,84 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 1717,56 \text{ kN}$$

Como a secção está sujeita a ações de flexão e corte, é necessário verificar a interação entre o esforço de corte com o momento fletor resistente, se a condição da expressão (4.99) se verificar.

$$V_{Ed} \geq \frac{1}{2} \cdot V_{pl,Rd} \quad (4.99)$$

$$V_{Ed} = 528,84 \text{ kN} < 1/2 V_{pl,Rd} = 858,78 \text{ kN}$$

neste sentido, não é necessário fazer a verificação entre a interação de esforço de corte com o momento fletor.

4.2.2.4 Verificação ao Estado Limite de Utilização

As verificações em serviço a serem realizadas para a viga metálica correspondem ao controlo das deformações e vibrações.

Para o controlo da deformação o EC3 não define flechas máximas a considerar, refere apenas que estas devem garantir o bom funcionamento da estrutura (EC3, 2004). Para este caso foi definido como flecha máxima um valor igual a $L/250$. O valor da flecha máxima (δ) vai ser calculado para a combinação quase-permanente (Expressão (4.25)) e aplicando as expressões (4.100) e (4.101).



Figura 4.42: Cálculo da flecha de viga simplesmente apoiada (cargas concentradas)

$$f = \frac{P \cdot a}{24 \cdot E \cdot I} \cdot (3a^2 - 4a^2) \quad (4.100)$$

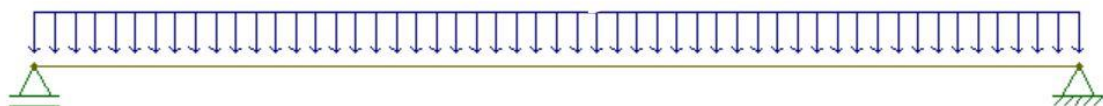


Figura 4.43: Cálculo da flecha de viga simplesmente apoiada (Carga distribuída)

$$f = \frac{5 \cdot p \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad (4.101)$$

$$\delta = 22,22 \leq 40 \text{ mm}$$

Para este cálculo, foi considerado que as vigas estão simplesmente apoiadas, por simplificação. Uma vez que foi verificada a segurança nesse caso, para o caso de continuidade nas vigas, a flecha terá ainda um valor menor que os 22.22 mm calculados.

4.2.2.5 Resistência à Encurvadura Lateral

Em estruturas mistas sujeitas apenas a momentos fletores positivos, é considerado que o banzo comprimido está suficientemente contraventado pela laje de betão, pelo que fica verificada a encurvadura lateral. No caso em estudo, em que é considerada uma continuidade entre as vigas, existem momentos fletores negativos, pelo que é necessário verificar a encurvadura lateral (Figura 4.44).

O momento máximo negativo é $M_{Ed} = 639,0 \text{ kN.m}$, e é considerado a existência de travamentos laterais, 3 travamentos por viga, o que representa um vão entre pontos de travamento de 2.50 m. As expressões (4.102) a (4.106) indicam o processo de cálculo.

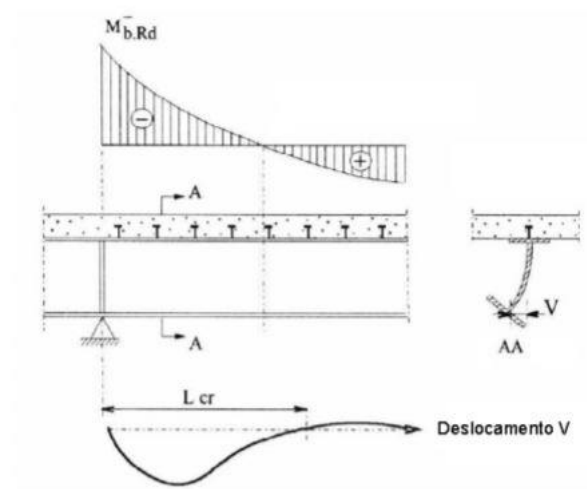


Figura 4.44: Encurvadura lateral no banzo comprimido numa viga mista

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M_0} \quad (4.102)$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad (4.103)$$

$$\chi = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}} \quad (4.104)$$

$$\phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (4.105)$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I_z}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \quad (4.106)$$

onde:

$$K_z = K_w = 1,0$$

$$\begin{aligned} L &= 2,50 & \text{m} \\ G &= 81 & \text{GPa} \\ C_1 &= 1,04 \\ I_z &= 3387 & \text{cm}^4 \\ I_w &= 2846 & \text{mm}^4 \\ I_t &= 165 & \text{cm}^4 \end{aligned}$$

A Tabela 4.37 apresenta os resultados para o cálculo o momento resistente á encurvadura lateral.

Tabela 4.37: Momento crítico e Momento resistente á flexão com encurvadura lateral

M_{cr} (kN.m)	$\bar{\lambda}_{LT}$	φ	χ	$M_{b, Rd}$ (kN,.m)
3617,90	0,587	0,74	0,844	1051,66

O momento resistente $M_{b, Rd}$ é maior que o momento atuante M_{Ed} , pelo que fica garantido a resistência à encurvadura lateral.

4.2.2.6 Ligação entre Vigas

Para a ligação entre as vigas (Figura 4.45e 4.46) foi considerado uma ligação aparafusada entre chapas de topo nas vigas, chapas que se encontram soldadas aos perfis metálicos. Devido à complexidade da ligação o cálculo da mesma foi feito com suporte de um software de cálculo de ligações metálicas, o *PowerConnect*.

Para dimensionar a ligação foram utilizados os seguintes materiais:

- Chapas de topo de aço S355 com 600 x 220 x 20 mm soldadas ao perfil metálico com um cordão de soldadura de 10 mm;
- Ligação com 12 parafusos M-27 da classe 10.9.

Foi ainda considerada que a ligação é realizada na zona do apoio onde as cargas atuantes na ligação para o momento fletor e esforço transversal são $M_{Ed, max} = 640 \text{ kN.m}$ e $V_{Ed, max} = 528.84 \text{ kN}$, respectivamente.

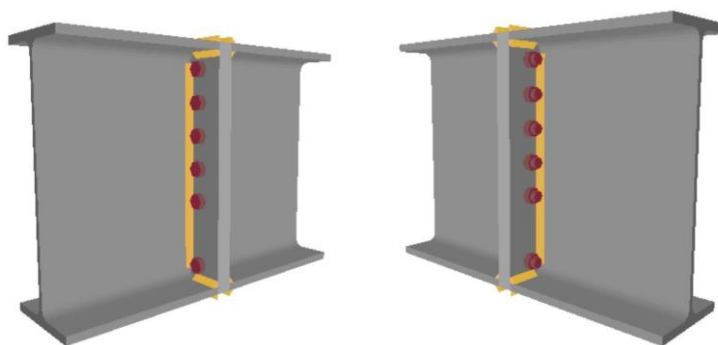


Figura 4.45: Esquema da ligação

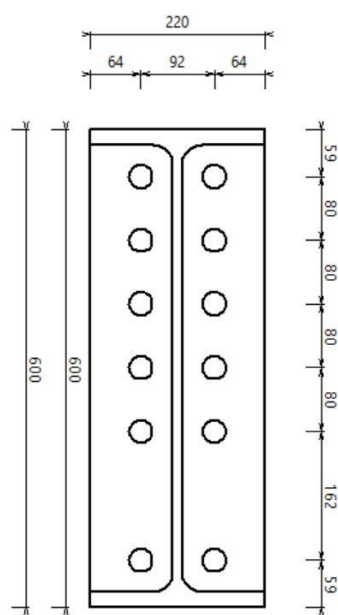


Figura 4.46: Chapa de topo

Com esta ligação obtém-se um momento resistente da ligação, $M_{Rd} = 868.4 \text{ kN.m} < M_{Ed}$, com uma resistência máxima da soldadura de $M_{Rd, weld} = 707.7 \text{ kN.m} < M_{Ed}$ e uma resistência máxima ao esforço transversal e $V_{Rd} = 1351.5 \text{ kN} < V_{Ed}$.

4.2.3 Estudo da Secção Total (Ligação Viga – Laje)

A ligação entre a laje de betão e a viga metálica é feita por intermédio de conectores metálicos colocados na interface aço / betão.

As principais propriedades dos conectores são a resistência última, a tensão de cedência e a extensão antes da rotura, que vai depender da classe do aço escolhido para o conector. É também muito importante para o dimensionamento destes elementos as disposições construtivas apresentadas no EC4 relativas aos seguintes aspetos (EC4, 2004):

- Espaçamentos;

- Recobrimentos;
- Geometria.

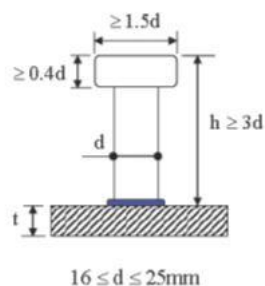


Figura 4.47: conector tipo "perno"

A resistência da conexão pode ser limitada pela rotura do conector ou pela rotura do betão (esmagamento). Neste sentido, a resistência da conexão é obtida pela menor das duas resistências.

O espaçamento dos conectores ao longo da viga acompanha a envolvente do esforço transversal, sendo ainda importante considerar o esforço rasante que resulta da retração do betão da laje e das variações de temperatura.

Para a determinação do número de conectores para o caso em estudo recorreu-se a software de cálculo automático, o *Composite Bridge Predesign Software ACOBRI*, onde foi definido a utilização dos conectores com as propriedades apresentadas na Tabela 4.38.

Tabela 4.38: Propriedades dos conectores

Propriedades dos conectores	
Altura (m)	0,15
Diâmetro (m)	0,022
Tensão limite elástica (MPa)	350
Tensão limite última (MPa)	450

E com a distribuição apresentada na Tabela 4.39.

Tabela 4.39: distribuição dos conectores

Zona	1	2	3
Comprimento da zona (m)	3,33	3,33	3,33
Número de conectores por fila	2	2	2
Distância entre filas (cm)	10	20	10
Total de conectores por viga	170		

Após o cálculo da estrutura, os resultados apresentados para a ligação são apresentados na Figura 4.48.

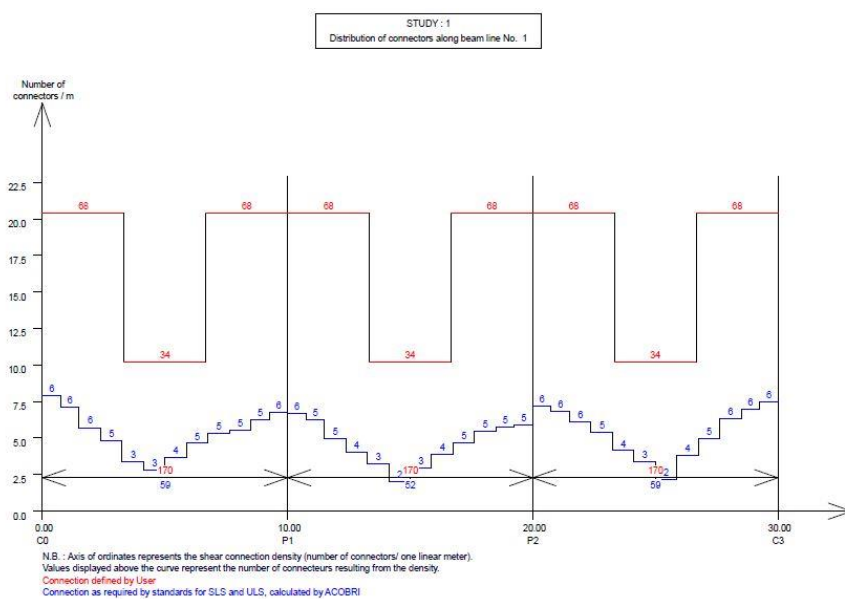


Figura 4.48: Conectores ao longo do alinhamento

Capítulo 5. ANÁLISE DO CUSTO DO CICLO DE VIDA DO VIADUTO

A análise do custo de ciclo de vida (LCCA) pode ser dividida em três grupos principais: (i) custo de construção (CC); (ii) custos operacionais (OP); (iii) e os custos de fim de vida (EC). Conforme indicado na expressão (5.1).

$$LCCA = CC + OP + EC \quad (5.1)$$

onde os custos de manutenção e reparação do viaduto ao longo do tempo de serviço de vida estão incluídos nos custos operacionais, e o custo de demolição e disposição dos materiais resultantes estão incluídos nos custos de fim de vida (Gervásio, 2010).

- Custos de construção

Os custos de construção são todos os custos relacionados com o processo de construção do viaduto, e são normalmente calculados com base nos custos unitários e no mapa de quantidades de materiais necessários para a construção do viaduto. É assumido que estes custos ocorrem no ano 0 do ciclo de vida do viaduto (Gervásio, 2010).

- Custos operacionais

Os custos operacionais são todos os custos que ocorrem desde o início da abertura do viaduto até ao seu fim do ciclo de vida. No cálculo dos custos operacionais estão incluídos os custos das inspeções periódicas, os custos devido a atividades periódicas para manter a condição do viaduto no nível requerido, e os custos associados às atividades de reparação e substituição / reabilitação (Gervásio, 2010).

- Custo de fim de vida

Os custos de fim de vida estão associados á parcial ou total demolição do viaduto e da remoção dos resíduos até ao seu destino final (Gervásio, 2010). A este custo pode ser subtraído o valor dos materiais da demolição, no caso de eles terem algum valor. Por exemplo, o aço pode ser vendido para reciclagem, recuperando algum do valor investido na demolição do viaduto.

- Método de cálculo (taxa de desconto)

Uma vez que se está a estimar um custo ao longo de 100 anos, esses custos futuros ao longo do ciclo de vida do viaduto podem ser descontados no seu valor presente.

Para o cálculo do Valor Presente para Análise do Custo do Ciclo de Vida (PVLCCA) é utilizada a seguinte expressão (5.2):

$$PVLCCA = \sum_{t=1}^N \frac{C_t}{(1+d)^t} \quad (5.2)$$

em que:

- C_t soma dos custos relevantes que ocorrem no ano t ;
- N número de anos do período em estudo
- d taxa de desconto utilizada

Isto transforma valores que ocorrem em diferentes alturas do ciclo vida num valor no presente.

A taxa de desconto não tem um valor fixo, sendo que as agências governamentais tendem a usar taxas de desconto reais nas suas análises. Países como o UK, EUA, Alemanha e Suíça utilizam, respetivamente, valores de 8%, 6%, 3% e 2%, onde quanto maior for a taxa de desconto menor é a importância dos custos a longo prazo (Gervásio, 2010).

Rebitzer propõem a utilização de uma taxa de desconto que pode variar entre 0 – 10% (Rebitzer, 2005).

Para esta análise é assumida uma taxa de desconto de 3.5%, que representa um valor bastante aceitável considerando o que é utilizado por outros países Europeus.

5.1 Solução 1: Estrutura em Betão

5.1.1 Custo de Construção

Nesta análise pretende-se considerar, com maior detalhe possível, todos os materiais e processos envolvidos. No entanto, não foi considerado o custo de transporte e elevação das vigas para o estaleiro da obra e sua colocação. Foi ainda considerado que os custos de estaleiro correspondem a 10% dos custos de construção.

No anexo I encontra-se apresentado o mapa de quantidades e custos unitários detalhado, sendo que apenas se irá apresentar na Tabela 5.1 um mapa de quantidades geral, e na Tabela 5.2 os custos unitários.

- Mapa de Quantidades

Tabela 5.1: Mapa de Quantidades

Elemento	Material		Quantidade	Unidade
Vigas pré-fabricadas	Viga pré-fabricada	C40/50	438,21	m ³
	Aço da classe	A500	39 340,31	kg
	Aço pré-esfroço	Ap 1860/1670	7 560,98	kg
	<i>in situ</i>	C35/45	385,98	m ³
	Aço da classe	A500	50 980,95	kg
	Camada de asfalto de 6 cm		1 458,00	m ²
Proteção das superfícies de betão	Tinta protectora	Laje	1 838,00	m ²
		Vigas	5 861,99	m ²
Passeio	Betão (1 m)	C25/30	57,00	m ³
Equipamentos	Juntas de Expansão		9,00	m
	Rails de Proteção		760,00	m
	Grades de Proteção		760,00	m
	Aparelhos de Apoio (neoprene)		226	un
	Vigas de bordadura		760,00	m

- Custos unitários

Tabela 5.2: Custos unitários

Elemento	Material		Custo unitario	Unidade
Vigas pré-fabricadas	Viga pré-fabricada	C40/50	97,00	€/m ³
	Aço da classe	A500	0,63	€/kg
	Aço pré-esfroço	Ap 1860/1670	4,70	€/kg
	Proteção das Vigas (Pintar)		8,50	€/m ²
Laje	<i>in situ</i>	C35/45	83,00	€/m ³
			0,00	€/m ³
	Aço da classe	A500	0,63	€/Kg
	Pavimento	6 cm	4,50	€/m ²
	Proteção Inferior da Laje (Pintar)		8,50	€/m ²
	Passeios	C25/30	64,00	€/m ³
Equipamento	Juntas de Expansão		25,00	€/m
	Rails de Proteção		45,00	€/m
	Grades de Proteção		85,00	€/m
	Aparelhos de Apoio (neoprene 300*150*20)		19,00	€/un
	Vigas de bordadura		55,00	€/m

O custo inicial de construção é:

Custo de Construção: 387 760,02 €

Custo de Estaleiro 10% do custo de construção: 38 776,00 €

Custo de Total de Construção: 426 536,02 €

5.1.2 Custos Operacionais

Durante o ciclo de vida de 100 anos do viaduto é assumido que este não vai sofrer danos severos ou falhas graves.

O plano de reparação e reabilitação baseia-se na vida útil prevista dos equipamentos individuais do viaduto e no funcionamento previsto dos principais componentes estruturais.

No caso desta solução, e face á exposição ambiental agressiva que a estrutura vai estar exposta, os elementos em betão armado vão-se deteriorar e perder resistência. Alguns dos fatores que levam a esta perda de resistência são a corrosão do aço ou a redução da área da secção transversal. O tempo necessário para isto ocorrer depende de muitos fatores, tais como as características da estrutura de betão. Neste sentido, foi tido em consideração os vários cenários de projeto do Capítulo 2.

Várias ações podem ser tomadas para a proteção, reparação e reabilitação do viaduto, sendo que a ação a ser tomada dependerá do tipo e gravidade do problema, do tempo disponível para proceder á ação de reparação, da estimativa do tempo de vida útil e do custo associado.

Para a manutenção e reabilitação dos elementos de betão é assumido que a cada 25 anos ocorre uma reparação, e a cada 50 onde ocorre uma grande reabilitação.

A Tabela 5.3 apresenta uma estimativa da vida útil para todos os equipamentos do viaduto, assim como o tempo de vida até uma primeira intervenção e o intervalo de tempo entre cada intervenção. É apresentado também o custo unitário para cada atividade.

Tabela 5.3: Estimativa da vida útil dos vários componentes e intervalo e custo das intervenções

Atividade	1ª intervenção	Intervalo de tempo	Custo unitario
Inspeções Periódicas	2	2	2 €/m ²
Inspeção Principal	5	5	5 €/m ²
Limpeza de juntas de expansão	1	1	10 €/m
Sustituição de juntas de expansão	25	25	2500 €/m
Camada de asfalto	15	15	30 €/m ²
Substituição das Vigas de Bordadura	25	25	70 €/m
Sustituição dos rails de proteção	25	25	50 €/m
Repintar as grades de Proteção	25	25	40 €/m
Re-revestimento das Vigas de aço	25	25	200 €/m ²
Reparação da estrutura de Betão	25	25	50 €/m ²
Reabilitação da estrutura de Betão	50		100 €/m ²
Substituição dos aparelhos de apoio (neoprene)	15	15	250 €/un

Com base nos tempos apresentados para a 1ª intervenção, e o intervalo de tempo entre as intervenções a ser efetuadas, foi elaborado um o calendário de reparação / reabilitação para as várias atividades a serem executadas ao longo da vida útil do viaduto, como pode ser observado na Tabela 5.4. Por simplificação, é considerado um intervalo de 5 anos, a começar aos 15 anos, altura em que a primeira grande intervenção ocorrerá.

Tabela 5.4: Calendário das atividades de reparação / reabilitação do viaduto

Anos	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95
Estrutura																	
Reparação do Betão da Laje																	
Reabilitação do Betão da Laje																	
Reparação das Vigas																	
Reabilitação das Vigas																	
Equipamentos																	
Limpeza das juntas de expansão																	
Substituição das juntas de expansão																	
Substituição dos aparelhos de apoio (neoprene)																	
Substituição das Rails de proteção																	
Substituição das Vigas de Bordadura																	
Repintar as grades de Proteção																	
Outros																	
Substituição da camada de asfalto																	
Actividades combinadas	A	E	B	A	E	E	A	C	E	A	E	E	D	E	E	A	E

De forma a minimizar os tempos de trabalho e de intervenção no viaduto, atividades que ocorrem no mesmo ano são, executadas ao mesmo tempo, isto leva ao aparecimento de 5 atividades combinadas, (A até E), que são:

- Atividade combinada A é a combinação da substituição da camada de asfalto e aparelhos de apoio de neoprene (15 anos) com a de limpeza das juntas de expansão (todos os anos);
- Atividade combinada B é a combinação da substituição dos equipamentos do viaduto (menos os aparelhos de apoio de neoprene), com a reparação dos elementos de betão;
- Atividade combinada C é a combinação da reabilitação dos elementos de betão com a substituição dos equipamentos do viaduto (menos os aparelhos de apoio de neoprene);
- Atividade combinada D é a combinação entre a atividade combinada A e B;
- Atividade combinada E é a atividade autónoma que corresponde à limpeza das juntas de expansão (todos os anos).

Assumindo que o plano de reparação e reabilitação é seguido na íntegra os custos operacionais acumulados para o período de vida útil do viaduto de 100 anos são apresentados na Figura 5.1:

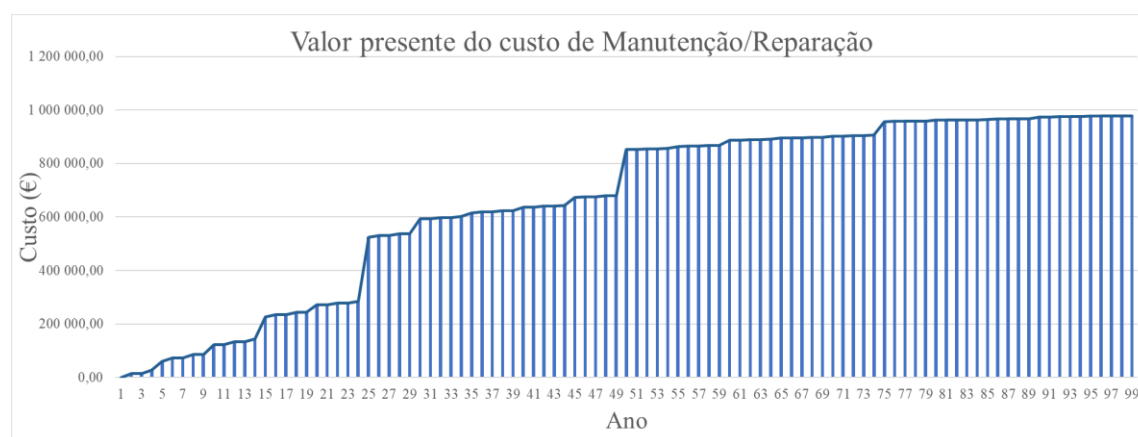


Figura 5.1: Custos operacionais acumulados para o ciclo de vida do viaduto

O valor presente para os custos operacionais é:

Custos Operacionais: 977 956,29 €

5.1.3 Custo de Fim de Vida do Viaduto

Apos a demolição do viaduto todos os resíduos são enviados para o seu destino final. De acordo com a Legislação Nacional e Europeia é obrigatório classificar os materiais no local de construção ou num centro de reciclagem de acordo com a lista Europeia de resíduos. Os materiais são classificados em três tipos de resíduos: (i) betão; (ii) asfalto, alcatrão e produtos de alcatrão; e (iii) ferro e aço. É assumido que (i) é enviado para aterro, enquanto (ii) e (iii) é reciclado.

Foi assumido que o custo de demolição de um viaduto similar tem um valor de 100 €/m², onde esta incluído o custo de mão-de-obra, custo dos equipamentos e combustível, custo de equipamentos auxiliares, custo de classificação dos materiais e custos de limpeza da zona.

Custo de demolição: 183 800,00 €

O material enviado para aterro ou centro de reciclagem tem um custo de transporte, que precisa de ser calculado, assumindo assim uma distância até aos locais de disposição, a eficiência do camião de transporte e o preço do combustível, e que a carga média de transporte de um camião é de 25 toneladas os custos com o transporte são apresentados na Tabela 5.5.

Tabela 5.5: Custos de transporte do material da demolição

	Massa (t)	Nº de camioes	Distancia entre local de disposiçao/reciclagem (Km)	Combustível (eficiencia) (€/Km)	Custo de combustível (€/l)	Custo de combustível para o transporte (€)
Betão	2202,99	89	50	0,29	1,065	2748,77
Asfalto	223,01	9	50	0,29	1,065	277,97
Aço	97,88	4	50	0,29	1,065	123,54
						3150,27

No caso dos materiais enviados para aterro, estes têm um custo associado que depende do tipo de material e do grau de contaminação. Esta taxa pode variar de 4.0 € até 80.0 € por tonelada. Na Tabela 5.6 está apresentado esse custo.

Tabela 5.6: Custo de colocação em aterro

	Massa (t)	Taxa (€/t)	Custo (€)
Betão	2202,985	10,00 €	22 029,85 €
Asfalto	223,01	50,00 €	11 150,42 €
			33 180,27 €

No caso do ferro e do aço, este irá ser vendido para reciclagem, pelo que representa um lucro no custo de fim de vida. É assumido um lucro de 100 €/tonelada com um total apresentado na Tabela 5.7.

Tabela 5.7: Lucro da venda do aço

	Massa (t)	Taxa (€/t)	Lucro da Venda do aço (€)
Aço	97,88	100	9 788,22 €

O custo total de fim de vida é igual a 210 342.32€, sendo que este custo irá ocorrer no ano 100. Considerando a taxa de desconto para o valor presente de 3.5%, o custo de fim de vida é igual a:

Custo de Fim de Vida: 6 743,60 €

5.1.4 Custo do ciclo de vida

O custo do ciclo de vida é a soma dos custos calculados nas secções anteriores (expressão (5.1)), que com uma taxa de desconto de 3.5% leva ao valor presente do ciclo de vida de 1 411 235.91€.

Os custos acumulados por ano do ciclo de vida são apresentados na Figura 5.2.



Figura 5.2: Custo acumulado por ano do ciclo de vida do viaduto

5.1.4.1 Análise de sensibilidade

Como se está a fazer um estudo baseado em previsões para 100 anos no futuro, existe uma incerteza nos valores apresentados, pelo que é necessário fazer uma análise de sensibilidade. Isto consiste em assumir um erro de mais ou menos 20% nos custos do ciclo de vida, apresentando-se os resultados finais na Figura 5.3.

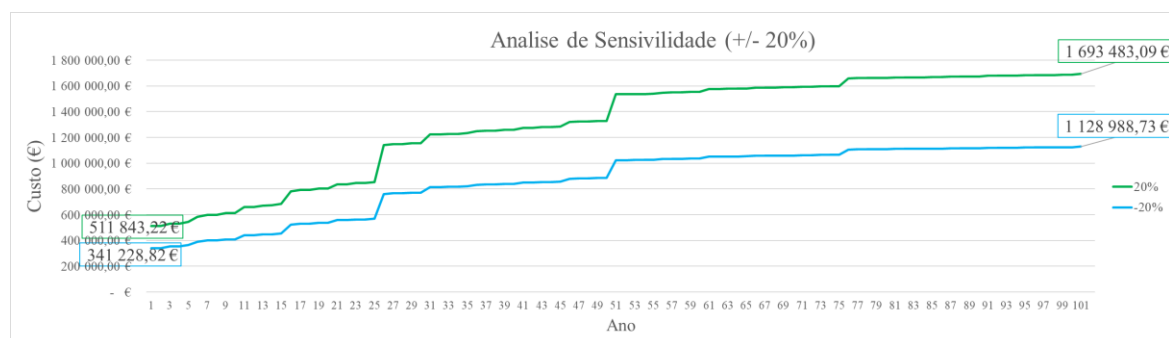


Figura 5.3: Análise de sensibilidade

Desta análise pode-se dizer que o custo do ciclo de vida do viaduto pode variar entre um valor máximo de 1 693 483.09€ e um mínimo de 1 128 988.73€, assumindo uma taxa de desconto de 3.5%.

5.2 Solução 2: Estrutura Mista

No cálculo do Ciclo de Vida desta solução é assumido que todas as considerações que foram adotadas no subcapítulo 5.1 são as mesmas, de forma a ser possível fazer uma comparação de resultados.

5.2.1 Custo de Construção

No anexo II é apresentado o mapa de quantidades e custos unitários detalhado, sendo que na Tabela 5.8 e 5.9 é apresentado um mapa de quantidades geral e custos unitários.

- Mapa de Quantidades

Tabela 5.8: Mapa de Quantidades

Elemento	Material		Quantidade	Unidade
Viga Metálica	Aço da classe S355	IPE 600	137 860,00	Kg
	Aço da classe S355 (travamento)		13 166,40	Kg
	Chapa de topo (600 x 220 x 20)		4 653,79	Kg
	Parafusos M27x80 8.8		1 356,00	Un
	Conectores (Viga - Laje)	$F_{uk}=450$	19 210,00	Un.
	Aparelhos de apoio neoprene		226,00	un
	Revestimento do aço	Tinta anti - corrosão	2 638,87	m ²
Laje	<i>in situ</i>	C35/45	385,98	m ³
			0,00	m ³
	Aço da classe	A500	50 980,95	kg
	Camada de asfalto de 6 cm		1 458,00	m ²
Porteção das Superfícies de Betão	Tinta protectora	Laje	1 838,00	m ²
		Vigas	0,00	m ²
Passeio	Betão (1 m)	C25/30	57,00	m ³
Equipamentos	Juntas de Expansão		9,00	m
	Rails de Protecção		760,00	m
	Grades de Protecção		760,00	m
	Vigas de Bordadura		760,00	m

- Custos unitários

Tabela 5.9: Custos unitários

Elemento	Material		Custo unitário	Unidade
Viga Metálica	Aço da classe S355	IPE 600	1,55	€/Kg
	Aço da classe S355 (travamento)	0	1,55	€/Kg
	Chapa de topo (600 x 220 x 20)		1,55	€/Kg
	Parafusos M27x80 8.8		5,48	€/Un
	Conectores (Viga - Laje)	$F_{uk}=450$	0,73	€/Un.
	Aparelhos de apoio neoprene		19,00	€/un
	Revestimento do aço	Tinta anti - corrosão	23,00	€/m ²
Laje	<i>in situ</i>	C35/45	83,00	€/m ³
			0,00	€/m ³
	Aço da classe	A500	0,63	€/kg
	Camada de asfalto de 6 cm		4,50	€/m ²
Porteção das Superfícies de Betão	Tinta protectora	Laje	8,50	€/m ²
		Vigas	0,00	€/m ²
Passeio	Betão (1 m)	C25/30	64,00	€/m ³
Equipamentos	Juntas de Expansão		25,00	€/m
	Rails de Protecção		45,00	€/m
	Grades de Protecção		85,00	€/m
	Vigas de Bordadura		55,00	€/m

O custo inicial de construção é:

Custo de Construção: 558 557,82 €

Custo de Estaleiro 10% do custo de construção: 55 855,78 €

Custo de Total de Construção: 614 413,61 €

5.2.2 Custos Operacionais

Para os elementos em betão, tudo o que foi assumido no subcapítulo 5.1.2, mantém-se valido neste subcapítulo. Porém neste caso, a grande diferença é a utilização de vigas metálicas. Assim sendo, o fator mais critico que afeta a durabilidade do tempo de vida útil é o sistema de proteção das vigas metálicas. Durante os últimos anos houve uma melhoria considerável nos sistemas de proteção que aumentaram consideravelmente a sua durabilidade, i.e., um aumento de 12 a 15 anos para 20 a 25 anos (Gervásio, 2010). É assumido que essa evolução nos sistemas de proteção vai continuar a existir, pelo que é esperado que o sistema de proteção para uma primeira intervenção tenha uma durabilidade de mais de 30 anos, mas para se garantir um tempo de vida útil da estrutura de 100 anos é aconselhável a sua substituição a cada 25 anos (Gervásio, 2010).

Na Tabela 5.10 apresenta-se uma estimativa da vida útil para todos os equipamentos do viaduto, assim como o tempo de vida até uma 1ª intervenção e o intervalo de tempo entre cada intervenção. É apresentado também o custo unitário para cada atividade.

Tabela 5.10: Estimativa da vida útil dos vários componentes e intervalo e custo das intervenções

Atividade	1ª intervenção	Intervalo de tempo	Custo unitário
Inspeções Periodicas	2	2	2 €/m ²
Inspeção Principal	5	5	5 €/m ²
Limpeza de juntas de expansão	1	1	10 €/m
Sustituição de juntas de expansão	25	25	2500 €/m
Camada de asfalto	15	15	30 €/m ²
Substituição das Vigas de Bordadura	25	25	70 €/m
Sustituição dos rails de proteção	25	25	50 €/m
Repintar as grades de Proteção	25	25	40 €/m
Re-revestimento das Vigas de aço	25	25	200 €/m ²
Reparação da estrutura de Betão	25	25	50€/m ²
Reabilitação da estrutura de Betão	50		100€/m ²
Substituição dos aparelhos de apoio (neoprene)	15	15	250 €/un

Na Tabela 5.11 é novamente apresentado um calendário de reparação / reabilitação com base nos tempos apresentados na Tabela 5.10.

Tabela 5.11: Calendário de reparação / reabilitação do viaduto

Anos	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95
Estrutura																	
Reparação do Betão da Laje																	
Reabilitação do Betão da Laje																	
Re-revestimento das Vigas de Aço																	
Equipamentos																	
Limpeza das juntas de expansão																	
Substituição das juntas de expansão																	
Substituição dos aparelhos de apoio (neoprene)																	
Substituição das Rails de proteção																	
Substituição das Vigas de Bordadura																	
Repintar as grades de Proteção																	
Outros																	
Substituição da camada de asfalto																	
Actividades combinadas	A	E	B	A	E	E	A	C	E	A	E	E	D	E	E	A	E

De forma a minimizar os tempos de trabalhos e de intervenção no viaduto, as atividades que ocorrem no mesmo ano são executadas ao mesmo tempo, isto leva ao aparecimento de 5 atividades combinadas, A até ao E, que são:

- Atividade combinada A é a combinação de substituição da camada de asfalto e aparelhos de apoio de neoprene (15 anos) com o de limpeza das juntas de expansão, (todos os anos);
- Atividade combinada B é a combinação da substituição dos equipamentos do viaduto (menos os aparelhos de apoio de neoprene), com reparação dos elementos de betão e colocação da camada de proteção das vigas metálicas;
- Atividade combinada C é a combinação da reabilitação dos elementos de betão, colocação da camada de proteção nas vigas metálicas e substituição dos equipamentos do viaduto (menos os aparelhos de apoio de neoprene);
- Atividade combinada D é a combinação entre a atividade combinada A e B;
- Atividade combinada E é a atividade autónoma que corresponde limpeza das juntas de expansão (todos os anos).

Assumindo que este plano é cumprido os custos operacionais acumulados para o tempo de vida útil do viaduto de 100 anos são apresentados na Figura 5.4:



Figura 5.4: Custos operacionais acumulados para o ciclo de vida do viaduto

O valor presente para os custos operacionais é:

Custos Operacionais: 896 280,26 €

5.2.3 Custo de Fim de Vida do Viaduto

Novamente o que foi assumido no subcapítulo 5.1.3 continua valido neste subcapítulo, e sendo assim,

Custo de demolição: 183 800,00 €

Na Tabela 5.12 é apresentado o custo de transporte dos materiais da demolição para aterro e centro de reciclagem, enquanto a Tabela 5.13 apresenta os custos associados à colocação dos materiais em aterro, e a Tabela 5.14 o lucro com a venda do aço e ferro.

Tabela 5.12: Custo de transporte do material da demolição

	Massa (t)	Nº de camioes	Distancia entre local de demolição e aterro / centro de reciclagem (Km)	Combustível (eficiencia) (l/Km)	Custo de combustível (€/l)	Custo de Fuel de transporte (€)
Betão	1107,45	45	50	0,29	1,065	1 389,83 €
Asfalto	223,01	9	50	0,29	1,065	277,97 €
Aço	206,66	9	50	0,29	1,065	277,97 €
						1 945,76 €

Tabela 5.13: Custo de colocação em aterro

	Massa (t)	Taxa (€/t)	Custo(€)
Betão	1107,45	10	11 074,50 €
Asfalto	223,01	50	11 150,42 €
			22 224,92 €

Tabela 5.14: Lucro da venda do aço e ferro

	Massa (t)	Taxa (€/t)	Lucro da venda do aço e ferro (€)
Aço	206,6611402	100	20 666,11 €

O custo total de fim de vida é igual a 197 304.56€, custo que vai ocorrer no ano 100, pelo que considerando a taxa de desconto para o valor presente, o custo do fim de vida vai ser igual a:

Custo de Fim de Vida: 6 005,00 €

5.2.4 Custo do Ciclo de Vida

O custo do ciclo de vida, aplicando a taxa de desconto para o valor presente, tem um valor total de 1 516 698.87€.

Na Figura 5.5 está representado os custos acumulados para o ciclo de vida do viaduto.



Figura 5.5: Custo acumulado por ano do ciclo de vida do viaduto

5.2.4.1 Análise de sensibilidade

Assumindo um erro de mais ou menos 20% nas previsões para o custo do ciclo de vida do viaduto obtém-se um valor máximo de 1 820 038.64€ e um valor mínimo de 1 213 359.09€, como pode ser verificado na Figura 5.6, assumindo a taxa de desconto de 3.5%.

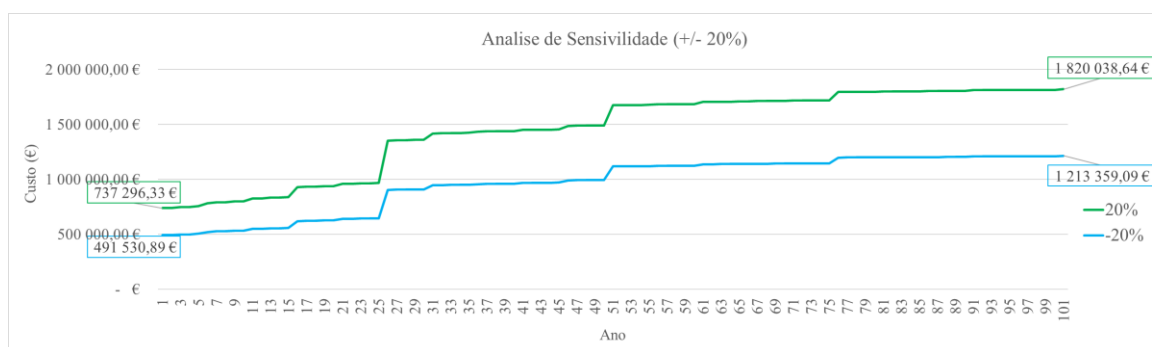


Figura 5.6: Análise de sensibilidade

5.3 Variação da Taxa de Desconto

É muito importante referir que os resultados acima apresentados não representam valores fixos para a análise do ciclo de vida, uma vez que se está a prever um custo para um ciclo de vida de 100 anos onde existem muitas variáveis a serem consideradas. Um dos aspetos mais importantes a referir é a possível variação da taxa de desconto entre 0% e 10%, que para os valores acima apresentados esta tem um valor de 3.5%, o que é um valor bastante aceitável para esta análise, mas em que uma pequena variação nesta taxa representa grandes alterações no custo final do ciclo de vida para o viaduto. A Tabela 5.15 apresenta 4 valores para a variação da taxa de desconto, apresentando o custo do ciclo de vida para cada solução, a percentagem entre a diferença de custos para cada solução, assim como a percentagem na variação do custo para diferentes taxas de desconto.

Tabela 5.15: Variação na taxa de desconto

Taxa de Desconto	0,0%	3,5%	5,0%	10,0%
Estrutura em Betão (€)	4 705 623,62 €	1 411 235,91 €	1 058 241,78 €	652 412,48 €
Estrutura Mista (€)	4 578 326,08 €	1 516 698,87 €	1 185 042,60 €	801 804,00 €
Diferenças de Custo (%)	-2,71%	7,47%	11,98%	22,90%
Diferenças no custo entre taxas de desconto (%)	Est. Bet.	233,44%	33,36%	62,20%
	Est. Mist.	201,86%	27,99%	47,80%

A percentagem entre os diferentes custos para a variação da taxa de desconto é feita entre as taxas de 0% e 3.5%, entre as taxas de 3.5% e 5% e entre as taxas de 5% e 10%.

Capítulo 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 Conclusões

O principal objetivo desta dissertação é a avaliação do ciclo de vida para diferentes soluções construtivas para o Viaduto do Terminal Petrolero do Porto de Leixões. Foram selecionadas duas soluções, uma em betão pré-esforçado e outra recorrendo a uma estrutura mista aço/betão, sendo Figura 6.1 apresentado um gráfico com a comparação entre os custos da análise do ciclo de vida para cada uma das soluções estudadas.

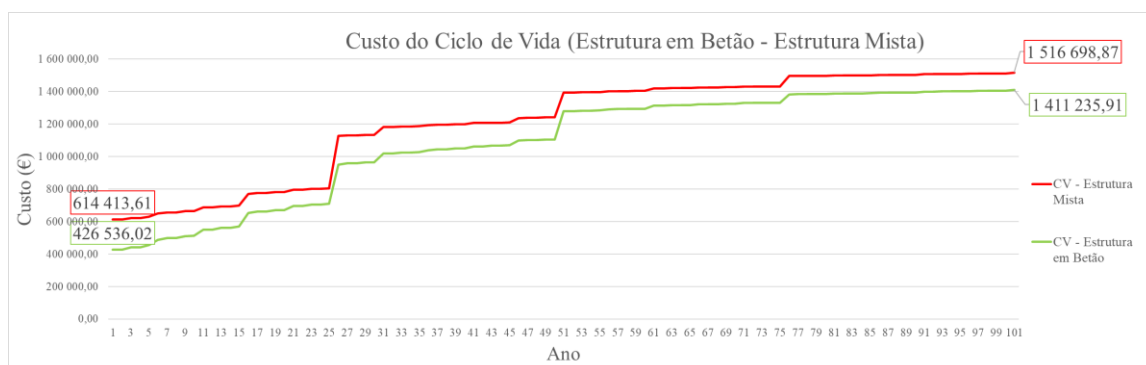


Figura 6.1:Análise do custo de ciclo de vida para as duas soluções

É possível então concluir que a estrutura dimensionada em betão tem um custo de ciclo de vida mais baixo, cerca de 7.47% mais baixo que a solução dimensionada para a estrutura mista.

Fazendo uma análise mais detalha do ciclo de vida, aos 3 grupos principais da análise do ciclo de vida (custos de construção, custos operacionais e custos de fim de vida), verifica-se que em relação ao custo de construção a solução mista é mais cara, aproximadamente 44.05% mais do que a estrutura em betão. Em relação aos custos operacionais para a solução mista estes são mais baixos 9.11%. No custo de fim de vida o custo para a estrutura mista é mais baixo 12.30% em relação a solução em betão. Pode então dizer-se que apesar da solução mista apresentar um custo de ciclo de vida mais alto, isto deve-se exclusivamente ao facto do custo de construção para esta solução ser maior, porque os custos operacionais e de fim de vida são inferiores em comparação com a solução em betão.

Com os valores apresentados entende-se a importância de se fazer uma análise ao ciclo de vida das estruturas, o que ainda não é uma realidade na construção em Portugal. Isto porque no custo do ciclo de vida de uma estrutura, o custo de construção pode representar um valor baixo em relação ao custo do total que a estrutura pode ter. Para o caso em

estudo, e para uma taxa de desconto de 3.5%, o custo de construção para a solução em betão representa 30.2% do custo do ciclo de vida, e na solução mista o custo de construção representa 40.5% no custo do ciclo de vida.

Daqui entende-se a importância de projetar o ciclo de vida das estruturas, e da elaboração de um calendário de manutenção / reparação e reabilitação para os elementos da estrutura, de forma a informar o dono da estrutura, que irá gerir os fundos de forma a poder prevenir e projetar com antecedência eventuais trabalhos necessários para garantir que a estrutura atinge o objetivo de vida útil, neste caso os 100 anos.

6.2 Desenvolvimentos Futuros

Na sequência do trabalho realizado nesta dissertação são enumeradas algumas perspetivas para desenvolvimentos futuros:

- Elaboração de projeto a 50 e 150 anos de forma a se poder ter uma noção dos custos do ciclo de vida associados;
- Modelos de previsão (durabilidade /degradação) para atender a variações (antecipação ou adiamento das atividades de manutenção /reparação mais importantes);
- Análise dinâmica para as duas soluções;
- Estudo de diferentes soluções para o viaduto (ex: continuidade das vigas de betão, com laje pré-fabricada ou uma solução inteiramente em aço);
- Realização de um projeto de reabilitação para o Terminal Marítimo existente;
- Dimensionamento de um novo projeto para o Terminal Marítimo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- APDL. (2005). *Reabilitação de Betões no Terminal de Petroleiros de Leixões - APDL: Administração dos Portos do Douro e Leixões*. Porto.
- APDL. (2014). *Reabilitação do Terminal e Viaduto do Terminal Petroleiro de Leixões - Relatório de Enspecção: Administração dos Portos de Douro, Leixões e Viana do Castelo*. Porto.
- Cachim, P. (s.d.). *A Especificação do betão segundo a NP EN 206 - 1*.
- EC0. (2002). *EN 1990: Eurocode: Basis of Structural Design*. Brussels: CEN.
- EC1. (2003). *EN 1991-2: Eurocode 1: Action on Structures – Part 2: Traffic Loads on Bridges*. . Brussels: CEN.
- EC2. (2004). *EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part: General Rules and Rules for Buildings*. Brussels: 2004.
- EC3. (2004). *EN1993: Eurocode 3: Design of Steel Structures*. Brussels: CEN.
- EC4. (2004). *EN1994: Eurocode 4: Design of composite Steel and concrete Structures*. Brussels: CEN.
- Fuller, S., & Petersen, S. (1995). *Life-cycle costing manual for the Federal energy management program*. NIST Handbook 135.
- Gervásio, H. M. (2010). *Sustainable design and integral life-cycle analysis of bridges*. Coimbra.
- Miranda, A. M. (2006). *Influência da Proximidade do Mar em Estruturas de Betão*. Porto.
- OZ L.da. (2016). *Aquisição de Serviços para a Realização de Ensaios de Caracterização da Estrutura do Terminal de Petroleiro e Viaduto*. Lisboa.
- Pereira, D. D. (2016). *Avaliação do Tempo de Vida Útil de Estruturas Marítimas - Aplicação à Ponte Cais do Porto de Leixões*. Guimarães.
- REBAP. (1983). *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*. Porto: Porto Editora.
- Rebitzer, G. (2005). *Enhancing the application efficiency of life cycle assessment for industrial uses*. École Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- RSA. (1983). *Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Porto: Porto Editora.
- Serra, A. H. (2012). *Análise de Patologias em Estruturas Construídas em Ambiente Marítimo*. Porto.

ANEXO I – MAPAS DE QUANTIDADES DA ESTRUTURA EM BETÃO

Artigo	Mapa de Quantidades		Un.	Quant.	Preço unitario	Parciais	Totais
	Descrição				Euros	Euros	Euros
I	Montagem, manutenção e desmontagem de estaleiro		1			38776,002	
							38 776,00 €
II	Viga Pré-Fabricada						
	II.1	Fornecimento e Aplicação de Betão da classe C40/50	m³	438,21	97,00	42 506,76	
	Total					42 506,76 €	
	II.2		Armaduras A500				
	II.2.1	Armadura principal de flexão (mm) ϕ 25	Kg	30 111,50	0,63	18 970,25	
	II.2.2	Armadura esforço transverso (mm) ϕ 8	Kg	3 923,12	0,63	2 471,56	
	II.2.3	Armadura construtiva (banzo) (mm) ϕ 10	Kg	4 136,25	0,63	2 605,84	
	II.2.4	Armadura de ligação (Viga - Laje) (mm) ϕ 8	Kg	1 169,44	0,63	736,75	
	Total					24 784,40 €	
	II.3		Armaduras de Pré-Esforço Ap 1860/1670				
	Total					35 536,63 €	
	II.4		Equipamentos				
	I.4.1	Aparelhos de Apoio em Neoprene (300 x 150 x 30 mm)	Un.	226	19,00	4 294,00	
	I.4.2	Camada de Tinta de Proteção das Vigas	m²	5861,988	8,50	49 826,90	
	Total					54 120,90 €	
	Total						156 948,68 €
III	Laje						
	III.1	Fornecimento e Aplicação de Betão da classe C35/45	m³	385,98	83,00	32 036,34	
	Total					32 036,34 €	
	III.2		Armaduras A500				
	III.2.1	Armadura principal superior de flexão (mm) ϕ 12	Kg	21 735,75	0,63	13 693,52	
	III.2.2	Armadura superior de distribuição (mm) ϕ 8	Kg	5 273,72	0,63	3 322,45	
	III.2.3	Armadura inferior principal (mm) ϕ 12	Kg	18 395,10	0,63	11 588,91	
	III.2.4	Armadura inferior de distribuição (mm) ϕ 8	Kg	4 463,18	0,63	2 811,81	
	III.2.5	Estribos (mm) ϕ 8	Kg	1 113,19	0,63	701,31	
	Total					32 118,00 €	

	I.3						
		I.3.1	Betuminoso (6 cm)	m²	1458	4,50	6 561,00
		I.3.2	Betão para Passeio (secção de 0,15 x 1) C25/30	m³	57	64,00	3 648,00
		Total					10 209,00 €
	I.4	Equipamentos					
		I.4.1	Juntas de Expansão	Un.	9	25,00	225,00
		I.4.2	Camada de Tinta de Proteção da Laje	m²	1838	8,50	15 623,00
		I.4.3	Rails de Proteção	m	760	45,00	34 200,00
		I.4.4	Grades de Proteção	m	760	85,00	64 600,00
		I.4.5	Vigas de Bordadura	m	760	55,00	41 800,00
		Total					156 448,00 €
	Total					230 811,34 €	
Total					426 536,02 €		

ANEXO II – MAPA DE QUANTIDADES DA ESTRUTURA MISTA

Artigo	Mapa de Quantidades		Un.	Quant.	Preço unitario	Parciais	Totais
	Descrição				Euros	Euros	Euros
I	Montagem, manutenção e desmontagem de estaleiro		1			55855,782	
							55 855,78 €
I	Viga Metalica IPE 600						
	I.1	Custo da Viga da classe S355	kg	137 860,00	1,55	213 683,00	
		IPE 600					
	Total					213 683,00 €	
	I.2	Equipamentos					
		I.2.1	Chapas de topo (600 x 220 x 20) soldadas com cordao de 10mm	Kg	4 653,79	1,55	7 213,38
		I.2.2	Sistema de Fixação entre Vigas (Parafusos aço galvanizado M27x80 8.8)	Un.	1 356	5,48	7 430,88
		I.2.3	Travamento Lateral IPE 300	Kg	13 166,40	1,55	20 407,92
		I.2.4	Comentores (Viga - Laje) 0,125 ϕ 22	Un.	19 210	0,73	14 023,30
		I.2.5	Aparelhos de Apoio em Neoprene (300 x 150 x 30 mm)	Un.	226	19,00	4 294,00
		I.2.6	Preteção Anti - Corrusão	m²	2638,87	23,00	60 694,01
		Total					114 063,49 €
	Total						327 746,49 €
	II	Laje					
II.1		Fornecimento e Aplicação de Betão da classe C35/45	m³	385,98	83,00	32 036,34	
		Total					32 036,34 €
II.2		Armaduras A500					
		II.2.1	Armadura principal superior de flexão (mm) ϕ 12	Kg	21 735,75	0,63	13 693,52
		II.2.2	Armadura superior de distribuição (mm) ϕ 8	Kg	5 273,72	0,63	3 322,45
		II.2.3	Armadura inferior principal (mm) ϕ 12	Kg	18 395,10	0,63	11 588,91
		II.2.4	Armadura inferior de distribuição (mm) ϕ 8	Kg	4 463,18	0,63	2 811,81
		II.2.5	Estribos (mm) ϕ 8	Kg	1 113,19	0,63	701,31
		Total					32 118,00 €

	I.3						
		I.3.1	Betuminoso (6 cm)	m ²	1458	4,50	6 561,00
		I.3.2	Betão para Passeio (secção de 0,15 x 1) C25/30	m ³	57	64,00	3 648,00
		Total					10 209,00 €
	I.4	Equipamentos					
		I.4.1	Juntas de Expansão	Un.	9	25,00	225,00
		I.4.2	Camada de Tinta de Proteção da Laje	m ²	1838	8,50	15 623,00
		I.4.3	Rails de Proteção	m	760	45,00	34 200,00
		I.4.4	Grades de Proteção	m	760	85,00	64 600,00
		I.4.5	Vigas de Bordadura	m	760	55,00	41 800,00
		Total					156 448,00 €
	Total					230 811,34 €	
	Total					614 413,61 €	